

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO PAULO  
CAMPUS BAIXADA SANTISTA  
INSTITUTO DO MAR

**ANTEPROJETO DE UM SISTEMA DE ESGOTAMENTO  
SANITÁRIO - ESTUDO DE CASO: VILA ESPERANÇA,  
CUBATÃO/SP**

BÁRBARA ALICE RANZANI  
FABIANA MÍRIAN NOGUEIRA COSTA

SANTOS

2021

BÁRBARA ALICE RANZANI  
FABIANA MÍRIAN NOGUEIRA COSTA

ANTEPROJETO DE UM SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO  
- ESTUDO DE CASO: VILA ESPERANÇA, CUBATÃO/SP

Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia  
Ambiental para obtenção do título de Bacharel em  
Engenharia Ambiental da Universidade Federal de  
São Paulo (UNIFESP).

Professor Orientador: Eduardo Dellosso Penteado

SANTOS  
2021

R214a Ranzani, Barbara Alice. Costa, Fabiana Mírian  
Nogueira.  
Anteprojeto de um Sistema de Esgotamento  
Sanitário - Estudo de Caso: Vila Esperança,  
Cubatão/SP. / Barbara Alice Ranzani, Fabiana Mírian  
Nogueira Costa; Orientador Eduardo Delloso  
Penteado; Santos, 2021.  
100 p.; 30cm

TCC (Graduação - Engenharia Ambiental) --  
Instituto do Mar, Universidade Federal de São Paulo,  
2021.

1. Sistema de Esgotamento Sanitário. 2.  
Dimensionamento. 3. Estação de Tratamento de  
Efluentes. I. Penteado, Eduardo Delloso, Orient.  
II. Título.

CDD 628

## **AGRADECIMENTOS**

Agradecemos ao nosso orientador Prof. Eduardo Dellosso Penteado, por sua paciência e disposição em nos ajudar, por sua dedicação na orientação deste projeto e por todo conhecimento que nos foi passado.

Aos docentes desta universidade que contribuíram para a construção do nosso conhecimento.

Ao servidor da Secretaria de Planejamento (SEPLAN) de Cubatão, Sr. Manoel Monteiro, por sua disposição em nos ajudar, tanto cedendo arquivos necessários para o projeto, quanto na manipulação dos mesmos.

### **Bárbara Alice Ranzani**

Agradeço a Deus, pela oportunidade e força para concluir mais essa etapa.

A minha família e, especialmente, a minha mãe Regina, por estar sempre ao meu lado, me ouvindo, apoiando e ajudando.

A Fabiana, pelo convite para compartilhar e contribuir para este trabalho.

A Ana, Fabiana e Leticia pela amizade, apoio, incentivo e por todas as experiências compartilhadas.

Ao Ícaro, pela paciência, incentivo, compreensão e apoio.

A todos os amigos que contribuíram de forma direta e indireta para a conclusão deste trabalho.

### **Fabiana Mírian Nogueira Costa**

Agradeço primeiramente a Deus, por ter me possibilitado a conclusão deste trabalho.

Aos meus pais, Paulo e Luciana, meus irmãos, Pauliana e Paulo Henrique, por todo incentivo dado durante toda a minha vida.

A Bárbara, por aceitar compartilhar e a somar na construção deste trabalho.

Ao meu namorado Danilo, pela paciência e compreensão, além de todo incentivo e apoio.

A minha grande amiga Gláucia Hashimoto, pelo carinho, apoio e por nunca deixar de me incentivar.

A Ana Carolina, Letícia e Bárbara, por toda a vivência de grupo dentro da universidade, pelo apoio e pela amizade.

Aos meus queridos amigos de trabalho, Edileusa, Éricles, Ester, Fernanda, Jaqueline, Lenir, Magali, Maria, Priscila, Thaynara e Valdirene, pelo apoio, incentivo e escuta.

“Progress will come in fits and starts. It’s not always a straight line. It’s not always smooth path.” - Barack Obama

## RESUMO

Quase um terço da população brasileira não é atendida por serviços de coleta sanitária, isto é, não são contemplados nem com a coleta nem com o tratamento de esgoto. No município de Cubatão/SP, esta porcentagem é ligeiramente maior devido à ocupação de áreas impróprias. Condições adequadas de saneamento constituem fatores importantes para uma boa qualidade de vida, e são também, condicionantes para o meio ambiente, tendo em vista que, condições precárias interferem na qualidade do meio ambiente e na saúde da população. Neste sentido, este trabalho visa propor o tratamento do esgoto para a região do bairro Vila Esperança, área sem regularização fundiária, no município de Cubatão/SP, a qual estará sujeita a um processo de reurbanização. Considerando-se que a área de implantação não possui sistema coletivo de esgotamento sanitário e que todo esgoto e grande parte dos resíduos gerados são descartados diretamente nos manguezais que cerceiam a região sem que haja nenhum tratamento prévio, tem-se a importância do estudo em questão. Foi feito o levantamento de dados bibliográficos e dados de campo para criação do projeto e dimensionamento da rede coletora e para o tratamento do esgoto sanitário, como a determinação da vazão de projeto para o ano de 2042 e realizado a estimativa populacional do bairro levando em conta o congelamento do crescimento populacional em virtude da limitação da área para reassentamento e regularização. Em relação aos parâmetros finais do efluente, foi possível chegar a uma eficiência de 93,4%, em que a DBO total do efluente tratado foi de 20 mg/L.

**Palavras-chave:** Sistema de Esgotamento Sanitário, Reurbanização, Dimensionamento.

## ABSTRACT

Almost a third of the Brazilian population is not served by sanitary collection services, that is, they are not included in either the collection or the sewage treatment. In the municipality of Cubatão / SP, this percentage is slightly higher due to the occupation of inappropriate areas. Adequate sanitation conditions are important factors for a good quality of life, and are also conditioning factors for the environment, given that precarious conditions interfere with the quality of the environment and the health of the population. In this sense, this work aims to propose the sewage treatment for the region of the Vila Esperança neighborhood, an area without land title regularization, in the municipality of Cubatão/SP, which will be subject to a process of re-urbanization. Considering that the implantation area does not have a collective sanitary sewage system and that all sewage and a large part of the waste generated is discarded directly in the mangroves that surround the region without any prior treatment, there is the importance of the study in question. Bibliographic data and field data were collected to create the project and dimension the collection network and for the treatment of sanitary sewage, such as determining the project flow for the year 2042 and carrying out the population estimate of the neighborhood taking into account the freezing of population growth due to the limited area for resettlement and regularization. Regarding the final parameters of the effluent, it was possible to reach an efficiency of 93.4%, in which the total DBO of the treated effluent was 20 mg/L.

**Keywords:** Sewage System, Reurbanization, Dimensioning.

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas  
ANA – Agência Nacional de Águas  
CBH - BS – Comitê da Bacia Hidrográfica da Baixada Santista  
CIESP – Centro das Indústrias do Estado de São Paulo  
CONESAN – Conselho Estadual de Saneamento de São Paulo  
CONAMA – Conselho Nacional de Meio Ambiente  
DBO – Demanda Bioquímica de Oxigênio  
DQO – Demanda Química de Oxigênio  
ETE – Estação de Tratamento de Esgoto  
IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística  
IGP-M – Índice Geral de Preços – Mercado  
IP – Zona de Interesse Público  
NBR – Norma Brasileira  
ONU – Organização das Nações Unidas  
PESB – Plano Estadual de Saneamento Básico  
PIB – Produto Interno Bruto  
PMISB – Plano Municipal Integrado de Saneamento Básico  
PMSB – Plano Municipal de Saneamento Básico  
RMBS – Região Metropolitana da Baixada Santista  
SADT – Serviço de Apoio à Diagnose e Terapia  
SEPLAN – Secretaria de Planejamento de Cubatão  
SNIS – Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento  
SUS – Sistema Único de Saúde  
UASB – *Upflow Anaerobic Sludge Blanket Reactor*  
UGRHI – Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos  
ZPE – Zona de Preservação Ecológica  
ZR – Zona Residencial



## LISTA DE FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| Figura 1: Componentes dos sistemas de esgotos combinados. ....  | 20 |
| Figura 2: Sistema Separador Absoluto. ....  | 21 |
| Figura 3: Esquematização de um reator UASB.....   | 31 |
| Figura 4: Localização do município de Cubatão no Estado de São Paulo. ....  | 35 |
| Figura 5: Área de repasse para o município de Cubatão. ....   | 39 |
| Figura 6: Área ocupada do bairro Vila Esperança em 2010.....  | 41 |
| Figura 7: Área ocupada do bairro Vila Esperança em 2020.....  | 41 |
| Figura 8:Área institucional para implantação da ETE. Recorte do projeto de urbanização Vila Esperança.....  | 49 |
| Figura 9: Enquadramento dos corpos receptores (Recorte bairro Vila Esperança).....  | 50 |
| Figura 10: Fluxograma da combinação de UASB e Lodos Ativados .....  | 51 |
| Figura 11: a) Vista boca de lobo na “Avenida Principal” no bairro Vila Esperança b) Vista das condições de moradia e descarte de resíduos e dejetos. .... | 52 |
| Figura 12: Correção monetária pelo IGP-M.....   | 55 |
| Figura 13: Correção monetária pelo IGP-M.....   | 56 |
| Figura 14: Planta esquemática das concepções para a ETE na área institucional de projeto...91   |    |

## LISTA DE TABELAS

|  |    |
|--|----|
| Tabela 1: Atendimento por esgotamento sanitário e índice de tratamento nas regiões brasileiras .....           | 17 |
| Tabela 2: Seção transversal típica das barras .....  | 27 |
| Tabela 3: Quantidade de sólidos grosseiros removidos em função do espaçamento entre as barras .....            | 28 |
| Tabela 4: Dimensões do medidor de vazão. ....  | 29 |
| Tabela 5: Expoente n e Coeficiente k. ....   | 30 |
| Tabela 6: Padrões de lançamento do efluente para rios de Classe II. ....                                       | 34 |
| Tabela 7: Dados populacionais e taxa de crescimento populacional do município de Cubatão. ....                 | 40 |
| Tabela 8: Densidade populacional de acordo com método analisado. ....  | 43 |
| Tabela 9: Área ocupada e respectiva população. ....  | 44 |
| Tabela 10: Consumo per capita de água de acordo com a faixa populacional. ....                                 | 45 |
| Tabela 11: Algumas características típicas dos reatores UASB e dos principais sistemas de pós-tratamento. .... | 53 |
| Tabela 12: Valores máximo, médio e mínimo para custo total de implantação. ....                                | 54 |
| Tabela 13: Custos para implantação, operação e manutenção. ....  | 56 |
| Tabela 14: Dimensões de Calha. Parshall Padrões (cm) para vazão máxima de projeto. ....                        | 57 |
| Tabela 15: Tempo de Detenção Hidráulica (h) de acordo com a Temperatura (°C). ....                             | 66 |
| Tabela 16: Resultados do dimensionamento das unidades da Estação de Tratamento de Efluentes. ....              | 88 |

## SUMÁRIO

|  |    |
|--|----|
| <b>1. INTRODUÇÃO</b>   | 14 |
| 1.2. JUSTIFICATIVA   | 15 |
| <b>2. OBJETIVOS</b>  | 16 |
| 2.1. OBJETIVO GERAL  | 16 |
| 2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS                                   | 16 |
| <b>3. DIAGNÓSTICO</b>  | 17 |
| 3.1. SITUAÇÃO DO ESGOTO SANITÁRIO                            | 17 |
| 3.1.1. Situação no Brasil                                    | 17 |
| 3.1.2. Situação no Estado de São Paulo                       | 18 |
| 3.1.3. Situação no Município de Cubatão                      | 18 |
| 3.1.4. Situação no Bairro Vila Esperança                     | 19 |
| 3.2.1. Sistema de Esgoto Unitário ou Combinado               | 19 |
| 3.2.2. Sistema de Esgoto Separador Parcial                   | 21 |
| 3.2.3. Sistema de Esgoto Separador Absoluto                  | 21 |
| 3.2.4. Concepção de um Sistema de Esgoto Sanitário           | 21 |
| 3.2.5. Partes de um Sistema de Esgoto Sanitário              | 22 |
| 3.2.6. Regime Hidráulico de Escoamento                       | 22 |
| 3.2.7. Normas para Projetos                                  | 23 |
| 3.2.8. Estudo da Concepção de um Sistema de Esgoto Sanitário | 23 |
| 3.3. COMPONENTES DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO                   | 25 |
| 3.3.1. Rede Coletora   | 25 |
| 3.3.2. Estação de Tratamento                                 | 25 |
| 3.3.7.1.1. Gradeamento                                       | 26 |
| 3.3.7.1.2. Desarenador                                       | 28 |
| 3.3.7.1.3. Medidor de Vazão                                  | 29 |

|  |    |
|--|----|
| 3.3.7.2. Tratamento Primário                               | 30 |
| 3.3.7.2.1. Reator Anaeróbio de Manta de Lodo (UASB)        | 30 |
| 3.3.7.3. Tratamento Secundário                             | 32 |
| 3.3.7.3.1. Lodos Ativados                                  | 32 |
| 3.3.7.4. Tratamento do Lodo                                | 32 |
| 3.3.7.5. Padrões de Lançamento                             | 33 |
| 3.4. DESCRIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO MUNICÍPIO DE CUBATÃO | 34 |
| 3.4.1. Localização   | 34 |
| 3.4.2. Hidrografia   | 35 |
| 3.4.3. Clima, Relevo e Pluviosidade                        | 36 |
| 3.4.4. Dados Demográficos                                  | 36 |
| 3.4.5. Aspectos Econômicos                                 | 36 |
| 3.4.6. Sistema de Saúde                                    | 37 |
| <b>4. METODOLOGIA</b>                                      | 39 |
| 4.1. DELIMITAÇÃO DA ÁREA                                   | 39 |
| 4.2. ESTUDO POPULACIONAL                                   | 39 |
| 4.4. MÉTODOS DE PROJEÇÃO MATEMÁTICA                        | 42 |
| 4.4.1. Projeção Aritmética                                 | 42 |
| 4.4.2. Projeção Geométrica                                 | 42 |
| 4.4.3. Densidade Populacional                              | 43 |
| 4.5. DADOS DE PROJETO                                      | 45 |
| 4.5.1. Consumo Per Capita                                  | 45 |
| 4.5.2. Coeficientes de Vazão                               | 46 |
| 4.5.3. Coeficientes de Contribuição                        | 46 |
| 4.5.4. Coeficiente de Retorno                              | 46 |
| 4.5.5. Taxa de Infiltração                                 | 46 |
| 4.5.6. Vazão Doméstica                                     | 47 |

|   |           |
|---|-----------|
| 4.5.7. Carga Orgânica                                 | 48        |
| 4.5.8. Localização da Estação de Tratamento de Esgoto | 49        |
| 4.5.9. Corpo Receptor                                 | 50        |
| 4.5.10. Fluxograma do Sistema Escolhido               | 50        |
| 4.6. REDE COLETORA                                    | 51        |
| 4.7. AVALIAÇÃO ECONÔMICA                              | 53        |
| <b>5. DIMENSIONAMENTO DA ETE</b>                      | <b>57</b> |
| 5.1. TRATAMENTO PRELIMINAR                            | 57        |
| 5.1.1. Dimensionamento do Medidor de Vazão            | 57        |
| 5.1.2. Dimensionamento do Desarenador                 | 59        |
| 5.1.3. Dimensionamento do Gradeamento                 | 62        |
| 5.2. TRATAMENTO PRIMÁRIO                              | 66        |
| 5.2.1. Dimensionamento do Reator UASB                 | 66        |
| 5.3. TRATAMENTO SECUNDÁRIO                            | 75        |
| 5.3.1. Dimensionamento do Tanque de Aeração           | 75        |
| 5.3.2. Dimensionamento do Decantador Secundário       | 82        |
| 5.4. TRATAMENTO DO LODO                               | 85        |
| 5.5. EFICIÊNCIA TOTAL NA REMOÇÃO DE DBO               | 87        |
| <b>DISCUSSÕES</b>                                     | <b>92</b> |
| <b>CONCLUSÕES</b>                                     | <b>93</b> |
| <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>                     | <b>94</b> |

## 1. INTRODUÇÃO

A urbanização é um processo socioeconômico complexo que “inclui mudanças nas ocupações dominantes, estilo de vida, cultura e comportamento e, portanto, altera a estrutura demográfica e social das áreas urbanas e rurais” (ONU, 2018, p.10). Ainda segundo a ONU (2018), estima-se que o número de habitantes nas cidades em 2050 pode dobrar em relação a população atual.

No Brasil, um processo comum observado nos centros urbanos é o denominado favelização, que constitui um grande desafio para a urbanização, tendo em vista que, esse processo é caracterizado por Abiko (1995) como a construção de um conjunto domicílios, feitos a partir de madeira, zinco, lata, papelão ou mesmo em alvenaria, que se encontram distribuídos desordenadamente em terrenos de propriedades em que a porção individual não é legalizada para seus ocupantes. As favelas podem ser encontradas em todas as partes do território brasileiro, de acordo com o Censo Demográfico do IBGE (2010), as aglomerações em favelas contabilizaram 6.329 aglomerados, estando a maior parte localizada na região Sudeste.

Na mesma ótica vem ocorrendo aumento também dos domicílios e da população nas favelas. A moradia precária e não legalizada torna-se a solução para famílias de baixa renda, já que o custo para morar nessas áreas é significativamente menor se comparado às localizações com boas condições de infraestrutura e com oferta dos serviços públicos (energia elétrica, distribuição de água, coleta de esgoto e resíduos sólidos, drenagem urbana e transporte).

No Brasil, o saneamento básico (composto por tratamento de água, esgotamento sanitário, manejo dos resíduos sólidos e limpeza urbana e drenagem) é garantido pela Constituição Federal de 1988 e pela Lei nº 11.445/2007 que estabelece as diretrizes para o saneamento básico. No entanto, considerando o contexto para o surgimento e crescimento de favelas, é evidente que a população nelas inserida não conta com nenhum ou poucos dos sistemas já mencionados. Segundo o Censo Demográfico do IBGE (2010), a RMBS (Região Metropolitana da Baixada Santista), possuía cerca de 300 mil habitantes em aglomerados subnormais (ocupações ilegais de terra), sendo a cidade de Guarujá detentora do maior número de habitantes, seguida por São Vicente, em segundo e Cubatão, em terceiro lugar.

Na RMBS, as ocupações irregulares estão diretamente ligadas à alteração ou degradação de manguezais, que constituem ambientes costeiros complexos. Devido à falta de saneamento básico - principalmente esgotamento sanitário - grande parte do lixo, resíduos e dejetos gerados

são descartados diretamente no ambiente ao redor, poluindo e degradando o meio ambiente. No município de Cubatão, esse episódio tem se tornado constante por meio do adensamento populacional cada vez maior dentro de aglomerados subnormais, nos quais a falta de um sistema de coleta e tratamento de esgoto será suprida após concluídas as etapas do reassentamento e urbanização da área.

## 1.2. JUSTIFICATIVA

O bairro Vila Esperança surgiu a partir do processo de favelização e atualmente a população cresce de uma forma desordenada e cada vez mais há registros de invasões em áreas de proteção ambiental. O processo de reassentamento e urbanização da área tornará o bairro regularizado, e a partir da implementação do saneamento básico, trará melhorias para a população local e para o meio ambiente, já bastante degradado. Considerando a grande parte da população no Brasil que não possui coleta e nem tratamento de esgoto, este estudo se mostra de grande importância.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. OBJETIVO GERAL**

Este trabalho tem por objetivo geral a realização do dimensionamento de um sistema de esgotamento sanitário.

### **2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Dimensionar uma estação de tratamento de efluentes com a combinação do reator UASB e lodos ativados que alcance a remoção mínima de carga orgânica e esteja em conformidade com a carga que poderá ser recebida pelo corpo receptor.



### 3. DIAGNÓSTICO

#### 3.1. SITUAÇÃO DO ESGOTO SANITÁRIO

##### 3.1.1. Situação no Brasil

A Política Nacional de Saneamento Básico instituída pela lei nº 11.445 de 5 de janeiro de 2007, que estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico, garante a universalização do acesso e efetiva prestação dos serviços de abastecimento de água, esgotamento sanitário, limpeza urbana e manejo dos resíduos sólidos e ainda, em áreas urbanas, serviço de drenagem e manejo das águas pluviais.

De acordo com o SNIS (2018), quase metade da população brasileira não é atendida com um sistema de esgotamento sanitário (46,8%), sendo a região Norte do país a mais afetada, com apenas 10,5% de cobertura. A região Sudeste possui a maior cobertura percentual por região do país, com 79,2%, o que é significativo, considerando a população residente. A Tabela 1 apresenta a cobertura por esgotamento sanitário nas cinco regiões brasileiras.

Tabela 1: Atendimento por esgotamento sanitário e índice de tratamento nas regiões brasileiras

| Região   | Cobertura (%) |        | Índice de tratamento dos esgotos (%) |                   |
|--|---------------|--------|--------------------------------------|-------------------|
|  | Total         | Urbana | Esgotos gerados                      | Esgotos coletados |
| Norte  | 10,5          | 13,3   | 21,7                                 | 83,4              |
| Nordeste   | 28,0          | 36,3   | 36,2                                 | 83,6              |
| Centro-Oeste                                     | 52,9          | 58,2   | 53,9                                 | 93,8              |
| Sudeste  | 79,2          | 83,7   | 50,1                                 | 67,5              |
| Sul  | 45,2          | 51,9   | 45,4                                 | 95,0              |
| Brasil   | 53,2          | 60,9   | 46,3                                 | 74,5              |
| População total atendida (milhões de habitantes) |               |        | 107,5                                |                   |

Fonte: adaptado (SNIS, 2018).

Em toda extensão do Brasil existem 325,6 mil quilômetros de extensão de rede de esgoto e mais de 32,5 milhões de ligações de esgoto. De todo esgoto gerado, menos da metade recebe tratamento, constituindo outro dado que agrava a problemática sanitária no país (SNIS, 2018). Isto quer dizer que, mais da metade do esgoto produzido não recebe nenhum tipo de tratamento antes de sua disposição, ocasionando significativos impactos negativos no meio ambiente.

### 3.1.2. Situação no Estado de São Paulo

No estado de São Paulo há 645 municípios que contarão com o 1º Plano Estadual de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (PESB-SP) em 2021, de acordo com o Governo Estadual de São Paulo (CONESAN, 2020).

Com 45,5 milhões de habitantes em 2018, São Paulo é um estado com 96% da população urbana. Segundo o SNIS (2018), 92,3% dessa população conta com atendimento de rede de esgoto. Já em relação a população total do estado, 89,2% conta com o atendimento de rede de esgoto. Do esgoto gerado em 2018, 64,5% foi tratado, representando um aumento em comparação a 2010, quando o índice de tratamento foi de 50,4%.

### 3.1.3. Situação no Município de Cubatão

De acordo com o Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos do SNIS, elaborado em 2019, a população total atendida no município por abastecimento de água foi de 110.845 habitantes e por esgotamento sanitário de 69.778 habitantes, isto é, aproximadamente 53,77% da população total do município. Este fato reforça o cenário nacional, no qual, quase metade da população não é atendida por um sistema de esgotamento sanitário.

O município de Cubatão conta com um Plano Regional Integrado de Saneamento Básico para a Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos (UGRHI 7), na qual está inserido, que compreende o estuário de Santos, São Vicente e Cubatão, bacias do litoral norte em Bertioga, e do litoral sul e centro-sul em Peruíbe, Itanhaém, Mongaguá e Praia Grande. Cubatão também possui o Plano Municipal de Saneamento Básico (PMSB), elaborado em 2010 e o mais recente Plano Municipal Integrado de Saneamento Básico (PMISB) de 2019, voltado para o abastecimento de água e o esgotamento sanitário.

De acordo com o PMISB (2019), o município possui 131 km de rede coletora de esgoto e almeja um índice de cobertura dos domicílios de 54%, considerando áreas irregulares que serão atendidas após as obras contempladas os processos de regularização e urbanização.

Em relação ao tratamento de efluentes, há duas estações de tratamento no município: ETE Lagoa Cubatão que em 2013 era responsável pelo tratamento de 36,1% do esgoto coletado e a ETE Casqueiro com índice de 16% de tratamento do esgoto coletado (ANA: Atlas Esgotos, 2013). No mesmo ano, 38,6% dos efluentes não foram coletados e nem tratados, além de 9,3% restantes com solução individual.

#### 3.1.4. Situação no Bairro Vila Esperança

A partir de um Termo de Ajustamento de Conduta (TAC) firmado entre a Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (SABESP), Prefeitura de Cubatão e Ministério Público, foi possível a chegada do abastecimento de água para o bairro (RESERA, 2014). Tratando-se da situação do esgotamento sanitário, não há no bairro, atualmente, infraestrutura para coleta nem para tratamento de esgoto.

### 3.2. SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

Ao longo dos séculos são encontradas diversas referências relacionadas ao esgotamento sanitário, desenvolvidos de acordo com as necessidades e demandas exigidas em seu tempo. Tsutiya e Sobrinho (2000) classificam esses sistemas em três tipos: sistema de esgoto unitário, sistema de esgoto separador parcial e sistema separador absoluto.

#### 3.2.1. Sistema de Esgoto Unitário ou Combinado

O sistema de esgotamento unitário ou combinado consiste em um sistema no qual as águas residuárias (de origem doméstica ou industrial), águas de infiltração (água proveniente do subsolo que penetra no sistema por meio de tubos e órgãos acessórios) e águas pluviais veiculam por um único sistema. Segundo Tsutiya e Sobrinho (2000) no sistema unitário, a mistura de águas residuárias com as pluviais prejudica e encarece consideravelmente o

tratamento de esgotos. Na Figura 1 é possível observar no esquema a composição de um sistema de esgoto unitário.

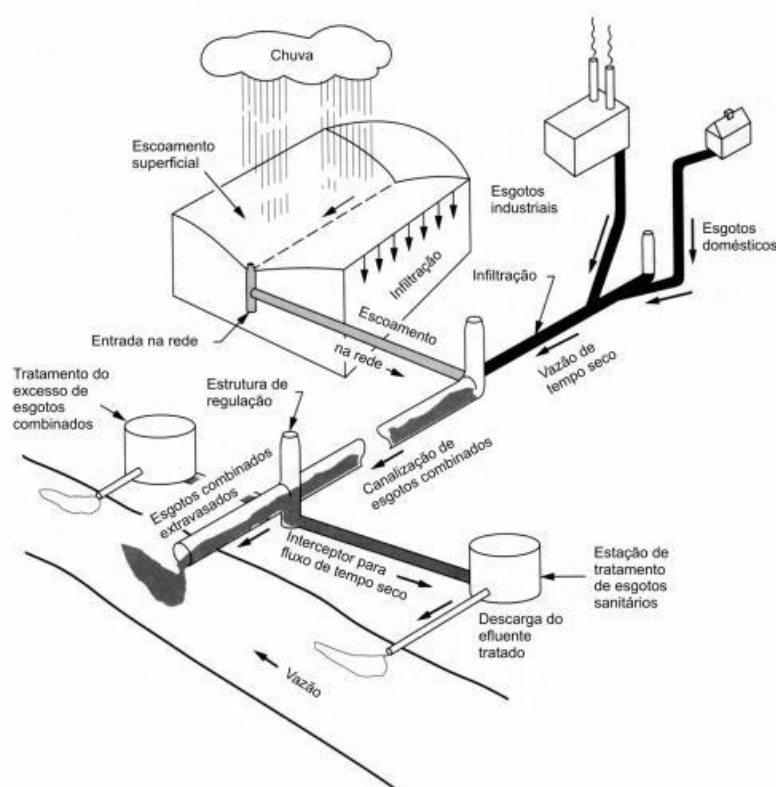


Figura 1: Componentes dos sistemas de esgotos combinados.

(GEHLING & BENETTI, 2005)

O sistema unitário é adotado, principalmente, em países situados em regiões de clima temperado, devido à baixa intensidade pluviométrica, nível socioeconômico e áreas urbanas totalmente pavimentadas. Cidades como Londres, na Inglaterra; Paris, na França e Osaka, no Japão utilizam sistemas derivados do sistema de coleta unitário. Esse sistema possui uma desvantagem ligada ao custo no dimensionamento das redes coletoras de esgoto e águas pluviais, para redes pluviais o diâmetro mínimo do coletor é de 500 mm, enquanto que para redes coletoras de esgoto independentes o diâmetro mínimo é de 150 mm, tornando o custo de implantação do sistema unitário, no mínimo, 2,5 vezes mais caro do que o custo do sistema separador absoluto. (VOLSCHAN et al, 2009).

Em países tropicais, como o Brasil, existe uma grande variação entre as estações chuvosas e as estações de seca, o que provocaria a subutilização da rede em grande parte do ano, tornando assim, um projeto de sistema unitário oneroso e até mesmo inviável.

### 3.2.2. Sistema de Esgoto Separador Parcial

Parte da água da chuva resultante dos telhados e pátios dos domicílios são direcionadas, assim como as águas residuárias e águas de infiltração provenientes do subsolo para um único sistema de coleta e transporte de esgoto (TSUTIYA; SOBRINHO, 2000).

### 3.2.3. Sistema de Esgoto Separador Absoluto

No sistema de coleta de esgoto separador absoluto é feito exclusivamente o transporte de despejos industriais e esgoto doméstico. As águas pluviais possuem outro sistema de coleta e transporte que é completamente independente (Figura 2). Desta forma, o diâmetro das tubulações de esgotamento sanitário é menor, assim como as dimensões das estações de tratamento de esgoto (TSUTIYA; SOBRINHO, 2000).

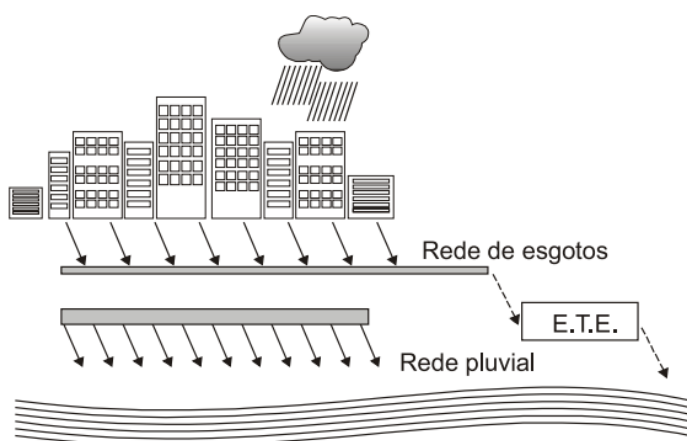


Figura 2: Sistema Separador Absoluto.

(TSUTIYA & BUENO, 2004).

### 3.2.4. Concepção de um Sistema de Esgoto Sanitário

A concepção de um sistema de esgoto sanitário, para Tsutiya e Sobrinho (2000), pode ser entendida como “conjunto de estudos e conclusões referentes ao estabelecimento de todas as diretrizes, parâmetros e definições necessárias e suficientes para a caracterização completa de um sistema a projetar”.

### 3.2.5. Partes de um Sistema de Esgoto Sanitário

Segundo Tsutiya e Sobrinho (2000), as partes de um sistema de esgoto sanitário consistem em:

- Rede Coletora: consiste no conjunto de estruturas de transporte de esgoto dos edifícios, possuindo ligação direta com o sistema predial por meio de tubulação;
- Interceptor: canalização que não recebe ligações prediais diretas e sim coletores ao longo de seu comprimento;
- Emissário: canalização que conduz os esgotos a um destino apropriado, como uma estação de tratamento, sem receber contribuições em marcha;
- Sifão invertido: obra que funciona sob pressão, designada para transpor um obstáculo pela tubulação de esgoto, como um corpo hídrico;
- Corpo de água receptor: local de lançamento dos esgotos;
- Estação elevatória: instalações que transferem o esgoto de uma cota mais baixa para uma cota mais alta, fornecendo energia ao esgoto para que ele possa vencer o desnível geométrico;
- Estação de tratamento: são instalações onde os esgotos serão tratados para sua destinação final.

### 3.2.6. Regime Hidráulico de Escoamento

De acordo com Tsutiya e Sobrinho (2000), para coletores e interceptores, as canalizações devem funcionar com condutos livres, já os sifões e linhas de recalque de estações elevatórias devem funcionar com condutos forçados. Emissários podem funcionar com condutos livres ou forçados (linhas de recalque e emissários submarinos).

### 3.2.7. Normas para Projetos

As normas utilizadas para a concepção de um sistema de esgoto sanitário são:

- NBR 9648 - Estudo de concepção de sistemas de esgoto, que estabelece as condições exigíveis na elaboração de um estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário com amplitude suficiente para permitir o desenvolvimento do projeto de todas ou qualquer das partes que o constituem, promulgada em 1986;
- NBR 9649 - Projeto de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário, que fixa as condições exigíveis na elaboração de um projeto hidráulico-sanitário de redes coletoras de esgoto sanitário, promulgada em 1986;
- NBR 12207 - Projeto de Interceptores de Esgoto Sanitário, que estabelece condições de elaboração de projeto hidráulico-sanitário de interceptores de esgoto sanitário, promulgada em 1992;
- NBR 12208 - Projeto de Estações Elevatórias de Esgoto Sanitário, que estabelece condições para a elaboração de projeto hidráulico sanitário de estações elevatórias de esgoto sanitário com emprego de bombas centrífugas, promulgada em 1992;
- NBR 12209 - Elaboração de Projetos Hidráulico-Sanitários de Estações de Tratamento de Esgotos Sanitários, que estabelece condições para a elaboração de projeto hidráulico-sanitário de estações de tratamento de esgotos, promulgada em 1992; 2ª ed. 2011.

### 3.2.8. Estudo da Concepção de um Sistema de Esgoto Sanitário

O estudo da concepção dos sistemas de esgotos sanitários, envolve uma série de fatores, segundo Tsutiya e Sobrinho (2000) os principais são:

- Dados e características da comunidade: local onde está situada a comunidade em estudo; a infraestrutura presente, cadastro atualizado de todas as categorias de saneamento básico, de telefone, de pavimentação, de energia elétrica etc.; condições de saneamento atuais, índices estatísticos de saúde, e ocorrências de doenças de veiculação hídrica; estudos, projetos e dados existentes;

- Análise do sistema existente: descrição do sistema com identificação de todos os elementos constituintes, contendo também a área a ser atendida, população por bacia contribuinte, identificando número de ligações por categoria e o consumo;
- Estudos demográficos e de uso e ocupação do solo: levantamento dos dados censitários e realização dos estudos populacionais, evolução do uso do solo e zoneamento da cidade, análise socioeconômica e relevância do município, plano diretor do município, projeção da população urbana, e análise e conclusão das projeções feitas;
- Critérios e parâmetros de projeto: os critérios e parâmetros a seguir devem ser considerados e justificados:
  - ❖ consumo efetivo “per capita”;
  - ❖ coeficientes de variação de vazão (K1, K2 e K3);
  - ❖ coeficiente de contribuição industrial;
  - ❖ coeficiente de retorno de esgoto/água;
  - ❖ taxa de infiltração;
  - ❖ carga orgânica dos despejos domésticos e industriais;
  - ❖ níveis de atendimento do período do projeto;
  - ❖ alcance do estudo depende do financiamento da obra, da população atual, do crescimento populacional, entre outros fatores;
  - ❖ coeficiente: habitantes/ligação.
- Cálculo das contribuições: as contribuições doméstica, industrial e de infiltração devem ser calculadas e apresentadas de ano a ano, e se por pertinente por bacia ou sub-bacia;
- Formulação criteriosa das alternativas de concepção: é necessário levantar, para cada alternativa, os impactos ambientais positivos e negativos, sendo levados em consideração para a escolha da alternativa, juntamente com a avaliação dos impactos legais;
- Estudo de corpos receptores: avaliação de possíveis corpos receptores, levando em consideração as vazões características, cota de inundação, condições sanitárias e usos a montante e a jusante atuais e futuros;
- Pré-dimensionamento das unidades dos sistemas desenvolvidos: consiste no estudo, identificação, definição de bacias, traçados de rede, tubulações, peças e acessórios, alternativas técnico-econômicas, áreas de proteção ambiental, redes de energias, interferências, entre outros, que direcionam dimensionamento de cada uma das unidades dos sistemas de esgoto sanitário;



- Estimativa do custo: são consideradas todas as etapas das obras de implantação e complementação, baseados em planilhas de orçamento, memorial de cálculo do orçamento;
- Memorial de cálculo: dentro do estudo de concepção estão os memoriais de cálculo de pré-dimensionamento dos sistemas estudados.

### 3.3. COMPONENTES DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO

#### 3.3.1. Rede Coletora

Consiste no conjunto de estruturas de transporte de esgoto dos edifícios, possuindo ligação direta com o sistema predial por meio de tubulação. A rede coletora é composta por coletores secundários e coletores tronco. O coletor tronco recebe a contribuição dos coletores secundários conduzindo os efluentes para um interceptor ou emissário.

A norma ABNT NBR 9649/1986 define coletor de esgoto como “tubulação de rede coletora de que recebe contribuição de esgoto dos coletores prediais em qualquer ponto ao longo de seu comprimento”. O coletor principal possui maior extensão e o coletor tronco recebe contribuições de esgoto de outros coletores.

No pré-dimensionamento da rede coletora deve-se considerar os seguintes fatores: estudo das bacias e sub-bacias de contribuição; o estudo de traçados de rede; o pré-dimensionamento hidráulico-sanitário das tubulações principais; identificação do material a ser utilizado nas tubulações, peças e acessórios (Tsutiya; Sobrinho, 2004).

#### 3.3.2. Estação de Tratamento

São instalações onde os esgotos serão tratados para sua destinação final. A elaboração dos projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos (ETE) é regida pela norma ABNT NBR 12209/2011 que aplica nos processos de separação de sólidos por meios físicos, processos físico-químicos, processos biológicos, tratamento de lodo, desinfecção de efluentes tratados e tratamento de odores.

De acordo com a norma para dimensionamento das unidades de tratamento e órgãos auxiliares, deve-se considerar os seguintes parâmetros mínimos:

- a) vazões afluentes máxima, mínima e média;
- b) demanda bioquímica de oxigênio (DBO) e demanda química de oxigênio (DQO);
- c) concentração de sólidos em suspensão (SS) e sólidos em suspensão voláteis (SSV);
- d) concentração de nitrogênio total *kjeldahl* (NTK);
- e) concentração de fósforo total (P);
- f) concentração de coliformes termotolerantes ( $C_{ter}$ ) e outros indicadores biológicos pertinentes;
- g) temperatura.

O efluente final deve atender as condições propostas pelos municípios, Estado e Federação para lançamento de efluentes nos corpos hídricos, a partir das legislações sobre padrões de lançamento e enquadramento do corpo receptor.

#### 3.3.7.1. Tratamento Preliminar

Na fase preliminar do tratamento de efluentes domésticos, ocorre a remoção de sólidos grosseiros e areia, sendo geralmente de natureza física os mecanismos aplicados para a remoção. Usualmente utiliza-se no tratamento preliminar um sistema composto por gradeamento, desarenador e medidor Parshall.

##### 3.3.7.1.1. Gradeamento

Consiste em um sistema de retenção de sólidos grosseiros por meio da retenção de materiais, que em sua maioria são descartados incorretamente, com dimensões superiores ao espaçamento das barras. As barras são paralelas e a partir do espaçamento entre as mesmas é definida sua classificação que pode ser grossa, quando apresentam espaçamento entre 40 e 100 mm; grades médias com variação de espaçamento entre 20 e 40 mm e por fim as grades finas com variação entre 10 e 20 mm. As seções transversais dos tipos de barras são descritas na Tabela 2.

A limpeza das grades pode variar de acordo com o dispositivo. Para grades de limpeza manual, a norma ABNT NBR 12209/2011 estabelece um ângulo de 45° a 60° e para as grades de limpeza mecanizada, a norma admite ângulo entre 60° a 90°.

De acordo com a norma citada acima, para vazões máxima afluentes menores que 100 L/s a limpeza das grades deve ser realizada de forma manual, com perda de carga mínima de 0,15 m, sendo que o cálculo para a perda de carga considera-se 50% de obstrução das grades, além da velocidade máxima  $v_{máx}$  através da grade para a vazão final de 1,2 m/s.

Tabela 2: Seção transversal típica das barras

| Tipos de grades        | Polegadas  | Milímetros  |
|------------------------|------------|-------------|
| <b>Grade grosseira</b> | 3/8 x 2    | 9,5 x 50,0  |
|                        | 3/8 x 2 ½  | 9,5 x 63,5  |
|                        | 1/2 x 1 ½  | 12,7 x 38,1 |
|                        | 1/2 x 2    | 12,7 x 50,0 |
| <b>Grade média</b>     | 5/16 x 2   | 7,9 x 50,0  |
|                        | 3/8 x 1 ½  | 9,5 x 38,1  |
|                        | 3/8 x 2    | 9,5 x 50,0  |
| <b>Grade fina</b>      | 1/4 x 1 ½  | 6,4 x 38,1  |
|                        | 5/16 x 1 ½ | 7,9 x 38,1  |
|                        | 3/8 x 1 ½  | 9,5 x 38,1  |

Fonte: Jordão e Pessoa (2009)

Segundo Jordão e Pessoa (2009), a quantidade de material retida nas grades depende do tipo e quantidade de resíduos lançados na rede e a presença das águas pluviais na rede de esgoto. A quantidade aproximada de material retido nas grades é apresentada na Tabela 3.

Tabela 3: Quantidade de sólidos grosseiros removidos em função do espaçamento entre as barras

| <b>Espaçamento (mm)</b> | <b>Quantidade típica de sólidos grosseiros retidos (L/1000m<sup>3</sup>)</b> |
|-------------------------|--|
| 12,5                    | 50   |
| 20                      | 38   |
| 25                      | 23   |
| 35                      | 12   |
| 40                      | 9  |
| 50                      | 6  |

Fonte: Jordão e Pessoa (2009).

O material gradeado deve ser removido e destinado a aterro sanitário ou para incineração.

#### 3.3.7.1.2. Desarenador

Também chamados de caixas de areia, os desarenadores são unidades nas quais ocorre a sedimentação areia contida nos esgotos, com o objetivo de removê-la do sistema para evitar ou minimizar os danos ao funcionamento dos componentes do sistema a jusante. Segundo a norma ABNT NBR 12209/2011, o desarenador deve remover 95% da massa das partículas com diâmetro a partir de 0,2 mm e densidade 2,65. Além disso, a vazão de dimensionamento deverá ser a vazão máxima afluyente, e no caso de ser igual ou superior a 100 L/s a limpeza da caixa deverá ser do tipo mecanizada. A taxa de escoamento superficial pode ser adotada de 600 a 1.300 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d, sendo que, na ausência de decantadores primários adota-se a taxa de escoamento superficial de 1000 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d, havendo a necessidade de ter ao menos duas unidades de desarenadores.

Vazões inferiores a 100 L/s utilizarão da limpeza manual, e fica estabelecida a caixa de areia de fluxo horizontal e seção retangular. Outros tipos de desarenadores incluem: fluxo horizontal e seção quadrada, fluxo em espiral aerado, fluxo tangencial, e fluxo em vórtice, cada qual possuindo métodos específicos para remoção da areia.

Para o desarenador de fluxo horizontal a norma citada anteriormente especifica que, a velocidade de escoamento na seção transversal deve estar entre 0,25 e 0,40 m/s; deve-se prever espaço para acumulação do material sedimentado no fundo e ao longo do canal com profundidade mínima de 0,20 m e a previsão de uma seção de controle a jusante para manter o mais constante possível a velocidade de escoamento.

Segundo Jordão e Pessoa (2009), a limpeza manual da caixa de areia exige a paralisação do sistema de retenção necessitando do isolamento do dispositivo para a limpeza, o processo é facilitado pela adoção do dispositivo reserva ou por tubulações de desvio (*by-pass*).

### 3.3.7.1.3. Medidor de Vazão

O medidor de vazão estabelece, para uma determinada seção vertical a montante, a relação entre a vazão de fluxo e a lâmina d'água na relativa seção, através de estrangulamentos e ressaltos (Jordão e Pessoa, 2009). A Tabela 4 apresenta as dimensões padronizadas do medidor Parshall. Para fins de dimensionamento, adota-se o coeficiente W (cm) de acordo com a Vazão mínima e máxima de projeto. A partir disso, é possível obter os valores do Expoente n e Coeficiente k (Tabela 5).

Tabela 4: Dimensões do medidor de vazão.

| W (pol) | W (cm) | A     | B     | C    | D     | E    | F    | G    | K   | N    | Qmin<br>(l/s) | Qmax<br>(l/s) |
|---------|--------|-------|-------|------|-------|------|------|------|-----|------|---------------|---------------|
| 3       | 7,6    | 46,6  | 45,7  | 17,8 | 25,9  | 61,0 | 15,2 | 30,3 | 2,5 | 5,7  | 0,85          | 53,8          |
| 6       | 15,2   | 62,1  | 61    | 39,4 | 32,1  | 61   | 30,5 | 61   | 7,6 | 11,4 | 1,42          | 110,4         |
| 9       | 22,9   | 88    | 86,4  | 38   | 57,5  | 76,3 | 30,5 | 45,7 | 7,6 | 11,4 | 2,55          | 251,9         |
| 12      | 30,5   | 137,2 | 134,4 | 61   | 84,5  | 91,5 | 61   | 91,5 | 7,6 | 22,9 | 3,11          | 455,6         |
| 18      | 45,7   | 144,9 | 142   | 76,2 | 102,6 | 91,5 | 61   | 91,5 | 7,6 | 22,9 | 4,25          | 696,2         |
| 24      | 61     | 152,5 | 149,6 | 91,5 | 120,7 | 91,5 | 61   | 91,5 | 7,6 | 22,9 | 11,89         | 936,7         |

Fonte: Jordão e Pessoa (2009)

Tabela 5: Expoente n e Coeficiente k.

| Garganta W | W (m)  | Expoente n | Coeficiente k |
|------------|--------|------------|---------------|
| 3''        | 0,076  | 1,547      | 0,176         |
| 6''        | 0,152  | 1,580      | 0,381         |
| 9''        | 0,2229 | 1,530      | 0,535         |
| 1'         | 0,305  | 1,522      | 0,690         |

Fonte: adaptado Jordao e Pessoa (2009).

### 3.3.7.2. Tratamento Primário

#### 3.3.7.2.1. Reator Anaeróbio de Manta de Lodo (UASB)

Dentre os reatores anaeróbios, o reator anaeróbio de manta de lodo (*Upflow Anaerobic Sludge Blanket* – UASB) se configura como o mais utilizado. É dividido em câmara de digestão, separador de fases, zona de transição, zona de sedimentação e zona de acumulação de gás como mostra a Figura 3.



Figura 3: Esquematização de um reator UASB

(MARTINS, 2013)

A câmara de digestão situada na região inferior do reator contém o leito de lodo, sendo também o local de realização da digestão anaeróbia. No separador de fases ocorre a separação das fases sólida da líquida e gasosa. A zona de transição situa-se entre a câmara de digestão e a zona de sedimentação superior. Na zona de sedimentação ocorre a sedimentação de sólidos e flocos oriundos do esgoto afluente na parte inferior a partir de uma velocidade ascensional, estes flocos retornam para as zonas de sedimentação e digestão sendo a parte líquida recolhida. Por fim, o gás oriundo do processo de digestão é retido na zona de acumulação de gás e posteriormente coletado para reaproveitamento.

Reatores UASB são considerados de alta taxa devido a operação com baixo tempo de detenção hidráulica e elevados tempos de retenção celular necessitando a incorporação de mecanismos de retenção de biomassa (Chernicharo, 2016). Além do mais, de acordo com o tipo de crescimento de biomassa é classificado como reator de crescimento disperso, onde os flocos e grânulos de microorganismos são inteiramente livres.

No sistema de tratamento de efluentes, a utilização de reatores UASB requer uma etapa de pós-tratamento, mesmo que sua eficiência na remoção de DBO possa alcançar 75%. Em decorrência da digestão anaeróbia, ocorre a produção de biogás, produto que deve ser manipulado cautelosamente, já que não pode ser liberado na atmosfera. O tratamento para o

biogás pode ser na forma de aproveitamento energético ou a promoção da sua queima. Na escolha do reator UASB para o tratamento primário levou-se em conta a possibilidade de estabilização do lodo proveniente do tratamento secundário ser realizada no próprio reator anaeróbio. Segundo Chernicharo (2016), o lodo excedente, gerado no tratamento aeróbio pode ser enviado ao reator UASB e submetido ao adensamento e digestão juntamente com o lodo anaeróbio, sem que ocorra grandes distúrbios operacionais, já que a vazão de lodo excedente é baixa, evitando assim maiores gastos com adoção de adensadores e digestores.

### 3.3.7.3. Tratamento Secundário

#### 3.3.7.3.1. Lodos Ativados

O processo de lodos ativados consiste em misturar, agitar e aerar, através de um tanque de aeração, o esgoto afluente e os lodos ativados, os quais são separados, posteriormente, através da sedimentação em decantadores. Ao final do tratamento, grande parte dos lodos ativados retorna ao processo anterior, pela recirculação, e a outra parte, considerada como lodo em excesso, é encaminhada para o tratamento específico e destino final (JORDÃO e PESSOA, 2009)

O sistema de lodos ativados é indicado quando o objetivo do tratamento for atingir uma elevada qualidade do efluente e uma área reduzida para instalação da Estação de Tratamento está disponível. De acordo com Von Sperling (1996), quando o sistema opera em condições adequadas, ocorre também a remoção de nitrogênio e fósforo do efluente. A eficiência do processo varia de 85 a 95% (JORDÃO e PESSOA, 2009)

Dentre as vantagens desse tratamento, é possível destacar a alta eficiência de tratamento, flexibilidade de operação e índice de mecanização. Já em relação às desvantagens, há o alto consumo de energia e operação com necessidade de controle em laboratório.

O sistema de lodos ativados pode ser classificado de acordo com a idade do lodo, sendo as mais usuais a aeração modificada, lodos ativados convencional e aeração prolongada.

#### 3.3.7.4. Tratamento do Lodo



Nos sistemas combinados por UASB e lodos ativados, pode-se agregar o lodo proveniente do processo aeróbio ao lodo produzido nos reatores anaeróbios. O processo de agregação gera o lodo misto composto por lodo aeróbio e lodo anaeróbio, o qual, segundo Chernicharo (2016) será retirado do reator digerido e com concentrações semelhantes às de um lodo efluente de adensadores, ainda portando ótimas características de desidratabilidade. Os processos de desidratação do lodo podem ser realizados de forma natural ou de forma mecânica, conforme especifica a norma ABNT NBR 122209/2011, sendo os leitos de secagem um processo natural utilizado para lodos estabilizados. Segundo Chernicharo (2016), estações de pequeno porte comumente empregam esta tecnologia para desidratar lodos provenientes dos reatores UASB tratando esgotos domésticos.

Os leitos de secagem são dimensionados a partir do volume de lodo que deve ser descartado do reator, neste caso o lodo misto; e também a partir do ciclo de operação dos leitos de secagem, observado que, a taxa nominal de aplicação de sólidos no leite deve estar compreendida entre 10 e 15 kgST/m<sup>2</sup> (Chernicharo, 2016).

#### 3.3.7.5. Padrões de Lançamento

Em relação ao destino final do efluente, considerou-se a Resolução CONAMA n° 430 de 13 de maio de 2011 que dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes em corpos hídricos receptores e o Decreto Estadual 8468/76 que dispõe sobre padrões de emissão de efluentes em corpos receptores no Estado de São Paulo.

Segundo a Resolução CONAMA n° 430/2011, as condições de lançamento diretas para efluentes oriundos sistemas de tratamento de esgotos sanitários devem obedecer aos seguintes padrões: pH entre 5 e 9; temperatura inferior a 40°C; materiais sedimentáveis de até 1 mL/L em teste de 1 hora em cone Imhoff; Demanda Bioquímica de Oxigênio DBO<sub>5</sub>, 20°C com valor máximo de 120 mg/L; substâncias solúveis em hexano até 100mg/L e ausência de materiais flutuantes.

O Decreto Estadual 8468/76, define os padrões de emissão de efluentes com as seguintes condições: pH entre 5 e 9; temperatura inferior a 40°C; materiais sedimentáveis de até 1 mL/L em teste de 1 hora em cone Imhoff; Demanda Bioquímica de Oxigênio DBO<sub>5</sub>, 20°C com valor

máximo de 60 mg/L; substâncias solúveis em hexano até 100mg/L e entre parâmetros relativos à concentração de elementos como arsênio, bário, boro entre outros.

Percebe-se que a concentração máxima de DBO5, 20° estipulada pelo decreto estadual é mais restritiva em comparação com a Resolução CONAMA, embora para outros parâmetros ocorra grande semelhança, conforme a Tabela 6.

Tabela 6: Padrões de lançamento do efluente para rios de Classe II.

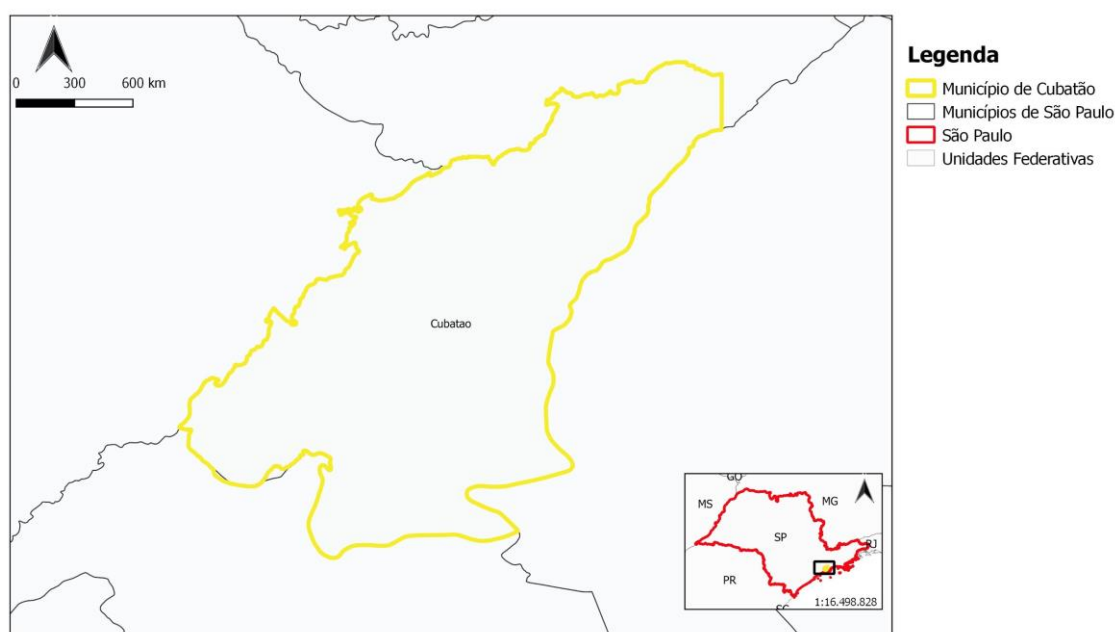
| <b>Parâmetros do efluente</b>         | <b>Resolução CONAMA nº 430/2011</b> | <b>Decreto Estadual 8468/76</b> |
|---------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|
| <b>pH</b>                             | Entre 5 e 9                         | Entre 5 e 9                     |
| <b>Temperatura (°C)</b>               | Inferior a 40                       | Inferior a 40                   |
| <b>Materiais Sedimentáveis</b>        | Até 1 ml/L                          | Até 1 ml/L                      |
| <b>DBO5 20°C</b>                      | Inferior a 120 mg/L                 | Inferior a 60 mg/L              |
| <b>Substâncias solúveis em hexano</b> | Inferior a 100 mg/L                 | Inferior a 100 mg/L             |

Fonte: Autoria própria.

### 3.4. DESCRIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO MUNICÍPIO DE CUBATÃO

#### 3.4.1. Localização

O município de Cubatão está inserido na RMBS e junto com oito municípios: Bertioga, Guarujá, Itanhaém, Mongaguá, Peruíbe, Praia Grande, Santos e São Vicente, ocupam 2.428,74 km² ou 0,97% do território do Estado de São Paulo. Sua localização em relação ao estado de São Paulo é mostrada na Figura 4.



#### LOCALIZAÇÃO DO MUNICÍPIO DE CUBATÃO NO ESTADO DE SÃO PAULO

Figura 4: Localização do município de Cubatão no Estado de São Paulo.

#### 3.4.2. Hidrografia

De acordo com o Plano Municipal Integrado de Saneamento Básico de Cubatão, o município possui como principais cursos d'água o Rio Cubatão, com nascentes nos municípios de São Vicente e São Bernardo do Campo e foz no Rio Pilões; o Rio Mogi, com nascentes em Santo André e Cubatão; e o Rio Perequê com nascentes em São Bernardo do Campo. Esses cursos d'água recebem o escoamento rápido da Serra do Mar e afluem em direção à área urbana do município.

O Rio Cubatão é o que possui maior destaque na região e sua bacia hidrográfica tem uma área de aproximadamente 177 km<sup>2</sup>, a qual abrange parte da grande São Paulo e quase sua totalidade se situa na Baixada Santista. Tanto o Rio Cubatão, quanto o Rio Pilões abastecem os municípios de Cubatão, Santos, São Vicente e parte de Praia Grande e Guarujá, isto é, abastecem cerca de 80% da região da Baixada Santista. Além disso, o Rio Cubatão recebe tanto o efluente doméstico tratado no município, quanto o esgoto não tratado de bairros periféricos e sua bacia de drenagem recebe os efluentes industriais e domésticos e parte do esgoto de São Paulo, através do sistema de reversão da Usina Henry Borden.

### 3.4.3. Clima, Relevo e Pluviosidade

Segundo o PMISB (2019), grande parte da bacia hidrográfica da Baixada Santista possui classificação climática “Cfa”, que consiste em clima temperado úmido com verão quente. Essa classificação é conhecida como classificação climática de Köppen-Geiger, globalmente utilizada em geografia. No entanto, devido a fatores geográficos que influenciam as massas de ar dos sistemas Atlântico Polar e Tropical, esse clima não é uniforme por toda região.

Esses sistemas atuam durante o ano todo na região, sendo a massa polar responsável por instabilidades que acarretam elevados índices pluviométricos diários. De acordo com o PMISB (2019), chove em Cubatão por volta de 170 dias no ano, com médias de 2.400 mm/ano na Baixada e valores superiores a 3.100 mm/ano na Serra, ou seja, os índices pluviométricos variam de acordo com a altitude.

Em relação às temperaturas, o PMISB apresenta também a relação da variação com a altitude. A temperatura média anual é superior a 24°C e a mínima ultrapassa 16°C no litoral, já na encosta da Serra do Mar, a média anual varia entre 20°C e 24°C, e a mínima entre 8°C e 10°C. O mês de julho é o mais frio no município e a temperatura média é de 18,8°C.

### 3.4.4. Dados Demográficos

De acordo com o IBGE, a população estimada para o município de Cubatão era de 131.626 habitantes em 2019. Com uma área total de 142,879 km<sup>2</sup>, o município possui densidade demográfica de 830,91 hab/km<sup>2</sup>. Segundo IBGE (2010), a escolarização entre 6 e 14 anos é de 98% e o Índice de Desenvolvimento Humano corresponde a 0,737.

### 3.4.5. Aspectos Econômicos

Em 1950, foi construída a refinaria de mais de quarenta e cinco mil barris diários, atraindo assim, indústrias petroquímicas transnacionais, uma grande siderúrgica estatal e complexos de fertilizantes nitrogenados e fosfatados (COUTO, 2003). Era a formação do

Complexo Industrial de Cubatão, a partir de meados da década de 1950, momento de expansão da ocupação regional com provimento de infraestrutura a partir da construção da rodovia Anchieta em 1947 (CBH-BS, 1999). No entanto, o crescimento industrial sem qualquer planejamento, acarretou em sérios problemas ambientais, dando a cidade o título de ‘Vale da Morte’, por ser uma das cidades mais poluídas do mundo, graças à poluição originada pelo polo industrial e a degradação dos ecossistemas de toda a região (FERREIRA, 2010, p.3).

Cubatão é considerada, atualmente, modelo de recuperação ambiental, que ocorreu a partir da Lei de Controle de Poluição no Estado de São Paulo (Lei nº 997, de 1976) e do Programa de Controle de Poluição Ambiental em 1986 (CIESP, 2013). De acordo com IBGE (2018), o município de Cubatão apresentou PIB per capita de R\$ 101.597,09, sendo o maior entre todos os vizinhos da RMBS. O município depende, quase exclusivamente, das indústrias.

#### 3.4.6. Sistema de Saúde

Segundo o IBGE (2009) o município possuía 44 estabelecimentos de saúde, sendo 20 deles pertencentes à administração privada e 24 à administração pública. Na categoria de atendimento de emergência haviam 5 estabelecimentos. Pouco mais de 40% do atendimento era na modalidade SUS com atendimento público.

Possuía 32 estabelecimentos de atendimento ambulatorial com serviços odontológicos, médicos básicos e especialidades e serviços de apoio à diagnose e terapia (SADT).

#### 3.4.7. Zoneamento Urbano

A Lei Complementar nº 2.513 de 10 de setembro de 1998 da Prefeitura Municipal de Cubatão institui normas sobre o parcelamento, uso e ocupação do solo do município. De acordo com esta lei, a área sujeita a urbanização está inserida em três categorias diferentes: Interesse Público (IP), Zona de Uso Residencial (ZR) e Zona de Preservação Ecológica (ZPE).

As áreas de interesse público (IP), são aquelas onde estão ou deverão ser implementados os equipamentos públicos urbanos e projetos governamentais ou privados, que tenham comprovado interesse público (incluindo reurbanização de interesse social). Já as Zonas de Uso Residencial (ZR), são loteamentos destinados ao uso residencial, e por fim, Zona de Preservação Ecológica (ZPE) onde são permitidos usos restritos às instituições relacionadas à

atividades ecológicas, de pesquisa científica, e educacional que visem a sua preservação e recuperação.

Contudo, a Lei de Parcelamento, Uso e Ocupação do Solo do município de Cubatão, assim como seu Plano Diretor (Lei Complementar 2.512 de 10 de setembro de 1998) encontram-se desatualizados, estando há mais de 20 anos em vigência, enquanto o Estatuto da Cidade (Lei 10.527/2001) determina que a revisão do plano diretor ocorra, pelo menos, a cada dez anos, e com revisão do Plano Diretor, espera-se também a revisão da Lei de Parcelamento, Uso e Ocupação do Solo.

## 4. METODOLOGIA

### 4.1. DELIMITAÇÃO DA ÁREA

Este estudo abrangeu a área do bairro Vila Esperança, localizado no município de Cubatão-SP, às margens da Rodovia Governador Mário Covas que liga Cubatão ao município vizinho, São Vicente. A área em questão estará sujeita ao processo de urbanização onde ocorrerá a realocação de parte da população atual residente.

Recentemente, à Prefeitura Municipal de Cubatão foi concedida a área total do bairro Vila Esperança (Figura 5), por meio da Portaria nº 259 publicada no Diário Oficial da União em 21 de dezembro de 2017. A área de 1.492.312,42 m<sup>2</sup> pertencia anteriormente à União.



Figura 5: Área de repasse para o município de Cubatão.

(SEPLAN, 2014).

### 4.2. ESTUDO POPULACIONAL

Foram utilizadas três alternativas de projeção populacional:

1. **Projeção matemática: aritmética e geométrica.** Realizou-se projeções matemáticas para a população total do município de Cubatão para finalmente, aplicar no bairro Vila Esperança a partir da densidade demográfica.

2. **Taxa média de crescimento.** A partir dos dados de população dos censos demográficos do IBGE dos anos de 1970 a 2010, obteve-se a taxa de crescimento populacional para o município de Cubatão dos anos citados anteriormente e a taxa média de crescimento nesse período, descritas na Tabela 7. A taxa média de crescimento do município foi aplicada para o bairro Vila Esperança na projeção de população.
3. **Google Earth Pro.** Outra alternativa de projeção foi feita com auxílio do *software* Google Earth Pro, onde foram delimitadas as áreas ocupadas no bairro nos anos de 2010 e 2020 para obter a variação da área ocupada. No ano de 2010 a área ocupada (Figura 6) era de aproximadamente 678.043 m<sup>2</sup>, já em 2020 a área ocupada é de aproximadamente 929.927 m<sup>2</sup>, a qual pode ser vista na Figura 7. Essa comparação mostra um aumento de 251.884 m<sup>2</sup> de ocupação entre 2010 e 2020.

Tabela 7: Dados populacionais e taxa de crescimento populacional do município de Cubatão.

| Ano                                   | População<br>(hab) | Taxa de crescimento populacional<br>(%a.a) |
|---------------------------------------|--------------------|--|
| 1970                                  | 50906              | -  |
| 1980                                  | 78631              | 5,45%                                      |
| 1991                                  | 91136              | 1,45%                                      |
| 2000                                  | 108309             | 2,09%                                      |
| 2010                                  | 118720             | 0,96%                                      |
| Taxa média de crescimento (1970-2010) |                    | 2,49%                                      |

Fonte: Autoria própria.



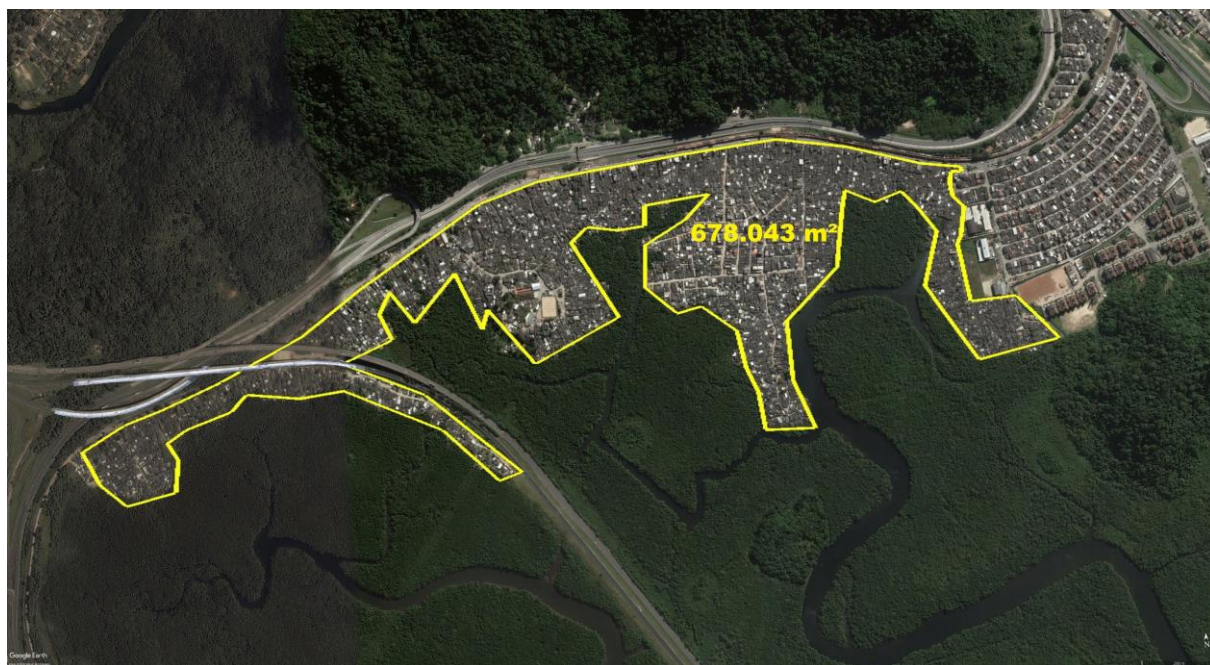


Figura 6: Área ocupada do bairro Vila Esperança em 2010

(Adaptado de Google Earth Pro)

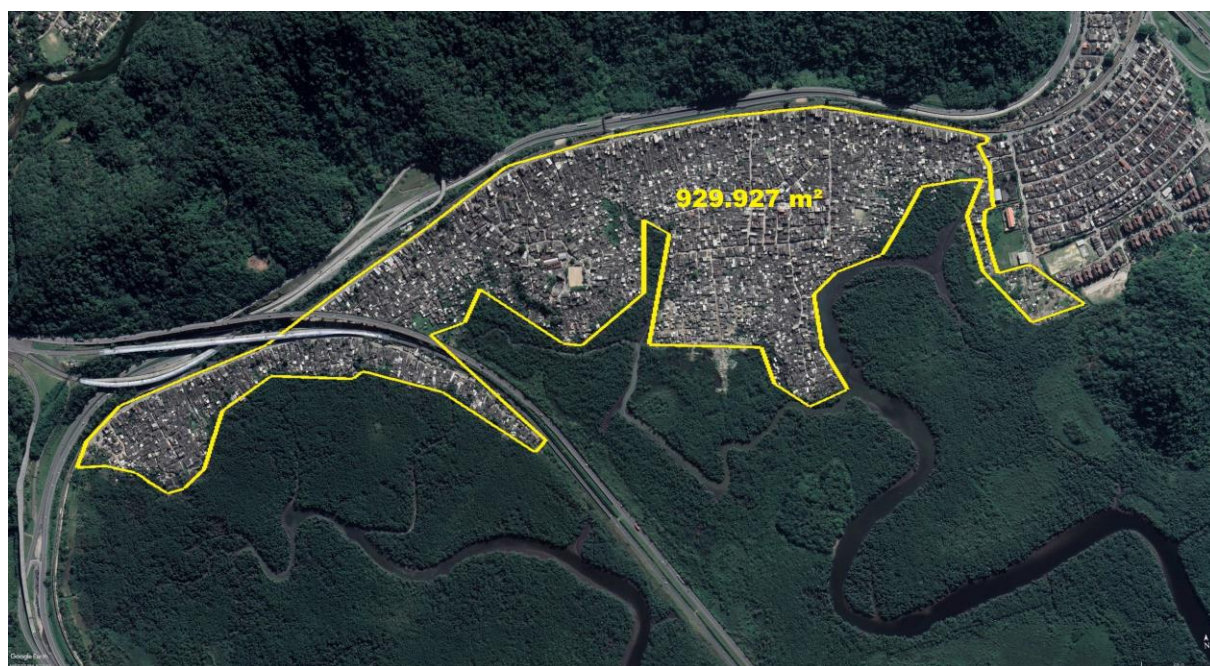


Figura 7: Área ocupada do bairro Vila Esperança em 2020

(Adaptado de Google Earth Pro)

### 4.3. ALCANCE DO PROJETO

Segundo recomendação de Tsutiya e Sobrinho (2000) o período de alcance do estudo será de 20 anos, já que este período é frequentemente utilizado em projetos de saneamento. Desta forma, será considerado o início da operação no ano de 2022 com duração até 2042.

### 4.4. MÉTODOS DE PROJEÇÃO MATEMÁTICA

#### 4.4.1. Projeção Aritmética

O crescimento populacional é calculado a partir de uma taxa constante obtida a partir da Equação 1.

$$\frac{dP}{dt} = k_a \quad (\text{Equação 1})$$

Onde  $dP/dt$  é a variação da população em relação a variação de tempo e  $k_a$  é uma constante.

Através da constante  $k_a$  é possível obter a previsão populacional  $P$  para determinado tempo  $t$ , juntamente com dados prévios de uma população  $P_2$  em determinado tempo  $t_2$ , como descrito na Equação 2.

$$P = P_2 + k_a \times (t - t_2) \quad (\text{Equação 2})$$

#### 4.4.2. Projeção Geométrica

Este método considera que o crescimento da população segue uma progressão geométrica, de modo que não se admite decréscimo da população. Dessa forma, o crescimento é calculado em função da população existente a cada instante e é muito utilizado para estimativas de menor prazo (Von Sperling, 1996). A análise da regressão pode ser utilizada para se fazer o ajuste da curva.

A taxa de crescimento ( $Kg$ ) é obtida a partir da Equação 3:

$$Kg = \frac{\ln P_1 - \ln P_0}{t_1 - t_0} \quad (\text{Equação 3})$$

Já a previsão de população, é obtida através da Equação 4:

$$P = P1 * e^{Kg(t-t1)} \quad (\text{Equação 4})$$

#### 4.4.3. Densidade Populacional

De acordo com o IBGE (2010), a densidade demográfica do município de Cubatão era de 830,91 habitantes/km<sup>2</sup>. O uso da densidade populacional como forma de projeção para população do bairro mostrou-se inviável, tanto para a densidade populacional obtida para a projeções matemáticas aritmética e geométrica, quanto pela estimada a partir dos dados obtidos pelo IBGE.

Na situação de projeção de população a partir da densidade demográfica do município aplicada ao bairro em estudo, obteve-se estimativa de população extremamente baixa em relação ao que se previa (Tabela 8), foram considerados a área ocupada de 2020 obtida através do *software* Google Earth Pro de 929.927 m<sup>2</sup> e a densidade demográfica para o município estimada a partir das projeções anteriormente descritas.

Tabela 8: Densidade populacional de acordo com método analisado.

| Densidade demográfica (hab/km <sup>2</sup> )  |         |  |                           |
|---|---------|--|---------------------------|
| Área total do município<br>(km <sup>2</sup> ) | 142,879 | Densidade demográfica do município<br>(hab/km <sup>2</sup> ) | População Bairro<br>(hab) |
| População método aritmético<br>2020 (hab)     | 129.131 | 904  | 840                       |
| População método<br>geométrico 2020 (hab)     | 130.132 | 911  | 846                       |
| População estimada IBGE<br>2020 (hab)         | 131.626 | 921  | 856                       |

Fonte: adaptado de Censo IBGE (2010).

A Tabela 8 mostra a discrepância entre a população obtida para o bairro através do método de densidade demográfica, isto deve-se possivelmente, pelo fato de que, o bairro é composto por diversos aglomerados resultando em uma densidade demográfica de 22.227 habitantes por km<sup>2</sup> em 2010, muito além da densidade demográfica da cidade e incompatível com as estimativas a partir das projeções. Outra possível resposta, seria a grande extensão de áreas não ocupadas no município considerando as áreas de preservação ambiental.

#### 4.4.4. População após regularização e reassentamento

O estudo da população após regularização da área teve como base o projeto de urbanização realizado pela empresa N&C Arquitetura e Consultoria entre 2007 e 2009 e disponibilizado pela SEPLAN. A partir de arquivo no formato .DWG, foi obtido o mapa de urbanização conforme Anexo I.

A área ocupada após urbanização, de acordo com o projeto, será de aproximadamente 652.436 m<sup>2</sup>, e foi estimada a partir da ferramenta “Área” no *software* AutoCAD versão 2019. Para entrar em conformidade com a Portaria nº 259 de 21 de dezembro de 2017, na qual é destinada para regularização e reassentamento uma área equivalente a 675.500,81 m<sup>2</sup>, levando em conta a área ocupada conforme projeto citado anteriormente, ocorrerá desapropriação de aproximadamente 277.491 m<sup>2</sup>, área da qual será objeto de recuperação ambiental e proteção de manguezais.

A partir da desapropriação da determinada área, a projeção populacional foi realizada considerando que a área ocupada será 652.436 m<sup>2</sup>, conforme projeto de urbanização. Considerando o congelamento da população, já que a ocupação da faixa urbana é limitada, para cumprimento da Portaria, a Tabela 9 mostra a relação da área ocupada com a população.

Tabela 9: Área ocupada e respectiva população.

| Ano                                       | Área (m <sup>2</sup> ) | População (habitantes) |
|---|------------------------|------------------------|
| 2010                                      | 678.043                | 15.070                 |
| 2020                                      | 929.927                | 20.663                 |
| 2020 (após congelamento e desapropriação) | 652.436                | 14.500                 |

Fonte: Autoria própria.

Considerou-se a população do bairro de 14.500 habitantes.

## 4.5. DADOS DE PROJETO

### 4.5.1. Consumo Per Capita

Para determinar o consumo per capita do local, tem-se que o volume de água consumido por ano no município de Cubatão é de 7.075,25 (1000 m<sup>3</sup>/ano), ou seja, a média diária é de aproximadamente 19,38 (1000 m<sup>3</sup>/dia) e a população total atendida com abastecimento de água é de 110.845 habitantes (SNIS 2018).

Desta forma, o consumo per capita (qpc) pode ser determinado a partir da equação 5:

$$qpc = \frac{\text{média do volume anual consumido por uma dada população (m}^3\text{)} \times 1000}{\text{população abastecida (hab)}} \quad (\text{Equação 5})$$

$$qpc = 63,83 \text{ m}^3/\text{hab. ano} = 175 \text{ L/hab.d}$$

Adotou-se o qpc de 180 L/hab.d, em conformidade com os limites apresentados na Tabela 10.

Tabela 10: Consumo per capita de água de acordo com a faixa populacional.

| Porte da Comunidade | Faixa da população (hab) | Consumo Per Capita (QPC)<br>(l/hab.dia) |
|---------------------|--------------------------|---|
| Povoado rural       | < 5.000                  | 90 - 140                                |
| Vila                | 5.000 - 10.000           | 100 - 160                               |
| Pequena Localidade  | 10.000 - 50.000          | 110 - 180                               |
| Cidade média        | 50.000 - 250.000         | 120 - 220                               |
| Cidade grande       | > 250.000                | 150 - 300                               |

Fonte: adaptado (Von Sperling, 1996).

#### 4.5.2. Coeficientes de Vazão

O escoamento do esgoto doméstico é denominado por coeficientes de vazão, os quais têm relação direta com o consumo de água. Essa vazão varia de acordo com as horas do dia, isto é, com a hora de maior e menor consumo, e também com o dia de maior consumo (Metcalf & Eddy, 2016).

No caso de não existir dados locais comprovados por pesquisas, a norma ABNT NBR 9649:1986 recomenda que podem ser adotados os seguintes valores para os coeficientes de vazão:

Coeficiente do dia de maior consumo ( $k_1$ ): 1,2

Coeficiente da hora de maior consumo ( $k_2$ ): 1,5

Coeficiente da hora de menor consumo ( $k_3$ ): 0,5

#### 4.5.3. Coeficientes de Contribuição

Para o cálculo das taxas de contribuições, são utilizados os coeficientes de vazão ( $k_1$  e  $k_2$ ) e a taxa de infiltração, a qual deve ser adotada entre os valores de 0,05 a 1,0 L/s.km (ABNT NBR 9649/86).

#### 4.5.4. Coeficiente de Retorno

De acordo com a Norma ABNT 9649/86, indica-se adotar o valor de 0,8 para o coeficiente de retorno.

#### 4.5.5. Taxa de Infiltração

A taxa de infiltração deve variar entre 0,05 a 1,0 L/s.km (ABNT NBR 9649/86). Adotou-se uma taxa de infiltração de 0,15 L/s.km e obteve-se a vazão de infiltração (Equação 6) para uma rede com 15 km de extensão.

$$Q_i = \text{taxa de infiltração} \times \text{extensão da rede} \quad (\text{Equação 6})$$

$$Q_i = 0,15 \text{ L/s.km} \times 15 \text{ km}$$

$$Q_i = 2,25 \text{ L/s}$$

#### 4.5.6. Vazão Doméstica

A população projetada para 2042 é de 14.500 habitantes. Considerando os coeficientes  $k_1 = 1,2$ ,  $k_2 = 1,5$  e  $k_3 = 0,5$ ; o qpc de 180 L/hab.dia e o coeficiente de retorno  $R = 0,8$ , calculou-se as vazões média (Equação 7), máxima diária (Equação 8), máxima horária (Equação 9) e mínima (Equação 10).

##### 4.5.6.1 Vazão média para 2042:

$$Q_{\text{méd}} = \left( \frac{\text{Pop.qpc.R}}{86400} \right) \text{L/s} \quad (\text{Equação 7})$$

$$Q_{\text{méd}} = \left( \frac{14500 \text{ hab} \times 180 \text{ L/hab.d} \times 0,8}{86400} \right)$$

$$Q_{\text{méd}} = 24,2 \text{ L/s}$$

##### 4.5.6.2 Vazão Máxima Diária para 2042:

$$Q_{\text{máx-d}} = Q_{\text{méd}} \times k_1 \quad (\text{Equação 8})$$

$$Q_{\text{máx-d}} = 24,2 \text{ L/s} \times 1,2$$

$$Q_{\text{máx-d}} = 29 \text{ L/s}$$

##### 4.5.6.3 Vazão Máxima Horária para 2042:

$$Q_{\text{máx-h}} = Q_{\text{méd}} \times k_1 \times k_2 \quad (\text{Equação 9})$$

$$Q_{\text{máx-h}} = 24,2 \text{ L/s} \times 1,2 \times 1,5$$

$$Q_{\text{máx-h}} = 43,5 \text{ L/s}$$

#### 4.5.6.4 Vazão Mínima para 2042

$$\begin{aligned} Q_{\text{mín}} &= Q_{\text{méd}} \times k3 & (\text{Equação 10}) \\ Q_{\text{mín}} &= 24,2 \text{ L/s} \times 0,5 \\ Q_{\text{mín}} &= 12,1 \text{ L/s} \end{aligned}$$

A todas as vazões será adicionada a contribuição pela vazão de infiltração, calculada anteriormente. Logo:

$$\begin{aligned} Q_{\text{méd}} &= (24,2 + 2,25) \text{ L/s} \\ Q_{\text{méd}} &= 26,4 \text{ L/s} = 2.282,4 \text{ m}^3/\text{d} \\ Q_{\text{máx-d}} &= (29,0 + 2,25) \text{ L/s} \\ Q_{\text{máx-d}} &= 32,2 \text{ L/s} = 2.782,1 \text{ m}^3/\text{d} \\ Q_{\text{máx-h}} &= (43,5 + 2,25) \text{ L/s} \\ Q_{\text{máx-h}} &= 45,8 \text{ L/s} = 3.952,8 \text{ m}^3/\text{d} \\ Q_{\text{mín}} &= (12,1 + 2,25) \text{ L/s} \\ Q_{\text{mín}} &= 14,3 \text{ L/s} = 1.238,4 \text{ m}^3/\text{d} \end{aligned}$$

#### 4.5.7. Carga Orgânica

Em 2013, a carga orgânica, para a população de 125.178 habitantes, era de 5.967 kg DBO/dia (Atlas do Esgoto, 2013). A carga per capita é a razão entre carga orgânica gerada e a população atendida, dessa forma, calcula-se a carga per capita do ano de 2013, para assim, chegar ao valor da carga orgânica gerada no bairro no ano de 2042.

$$\begin{aligned} \text{Carga per capita} &= \frac{\text{carga}}{\text{população}} & (\text{Equação 11}) \\ \text{Carga per capita} &= \frac{5967 \frac{\text{kgDBO}}{\text{d}}}{125178 \text{ hab}} \\ \text{Carga per capita} &= 0,048 \text{ kg/hab.d} = 48 \text{ g/hab.d} \end{aligned}$$

A carga orgânica para o bairro foi obtida através da população e da carga per capita.



$$Carga_{DBO} = Carga \text{ per capita} \times pop \quad (\text{Equação 12})$$

$$Carga_{DBO} = 0,048 \text{ kgDBO/hab.d} \times 14500 \text{ hab}$$

$$Carga_{DBO} = 691,2 \text{ kg DBO/d}$$

A partir da carga orgânica, é possível determinar a concentração de DBO, através da equação:

$$S_{DBO} = Carga \text{ orgânica} \div Q_m \quad (\text{Equação 13})$$

$$S_{DBO} = 691,2 \text{ kgDBO/d} \div 2.282,4 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$S_{DBO} = 0,303 \text{ kgDBO/m}^3 = 303 \text{ mg/L}$$

#### 4.5.8. Localização da Estação de Tratamento de Esgoto

A definição do local para implantação (Figura 8) da ETE baseou-se no Projeto de urbanização, do qual foi possível estimar a área institucional de implantação da ETE em 3.056,724 m<sup>2</sup>.

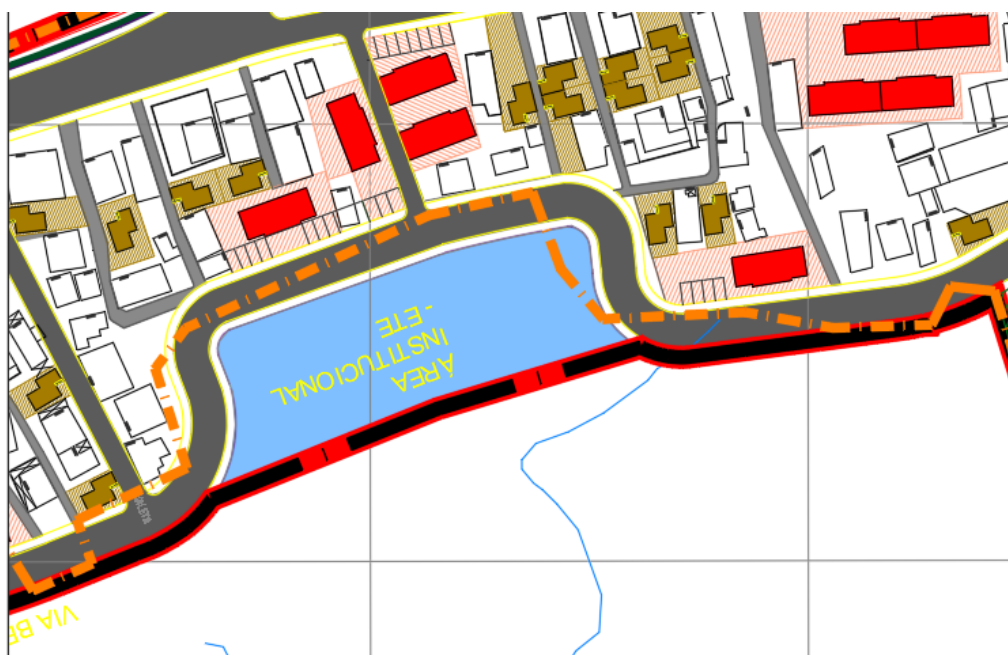


Figura 8:Área institucional para implantação da ETE. Recorte do projeto de urbanização Vila Esperança

(adaptado Prefeitura de Cubatão, 2009).

#### 4.5.9. Corpo Receptor

O corpo receptor definido foi o Rio Santana/Paranhos, enquadrado na classe 2 de acordo com o Decreto 10.775/77 (Figura 9) e com o Comitê de Bacia Hidrográfica da Baixada Santista (CBH-BS). Segundo a Resolução CONAMA nº 357/2005, águas doces de classe 2 podem ser destinadas ao abastecimento público após tratamento convencional, proteção das comunidades aquáticas, recreação de contato primário, irrigação de hortaliças, plantas frutíferas e de parques, jardins, campos de esporte e lazer, com os quais possa haver contato direto do público, à aquicultura e atividade de pesca.

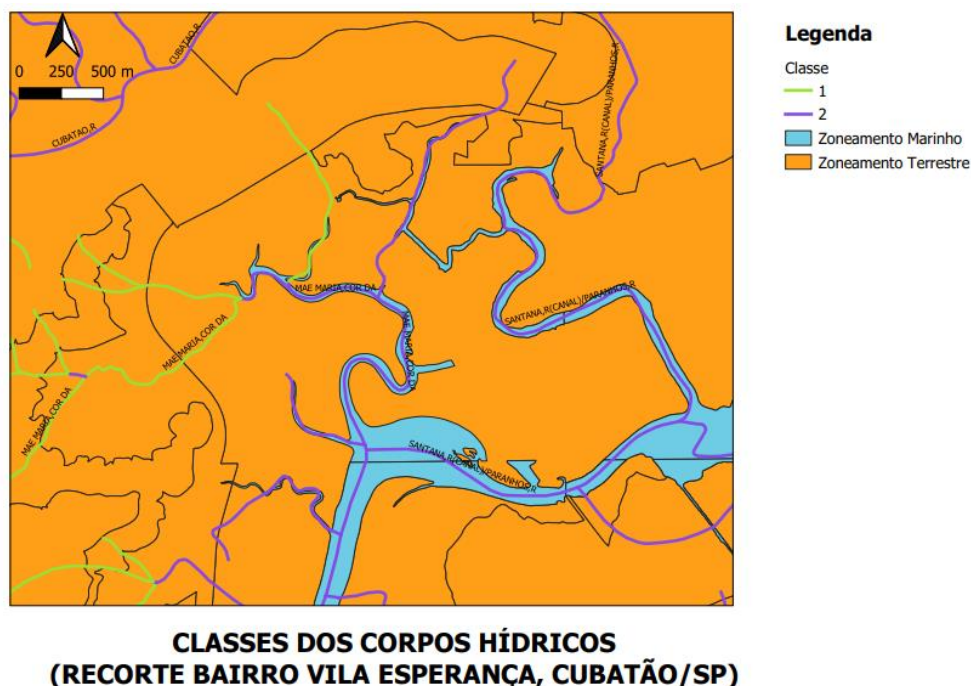


Figura 9: Enquadramento dos corpos receptores (Recorte bairro Vila Esperança).

#### 4.5.10. Fluxograma do Sistema Escolhido

Foi escolhida a combinação do reator UASB e lodos ativados para o tratamentos dos efluentes da ETE dimensionada. O fluxograma do processo é mostrado na Figura 10.

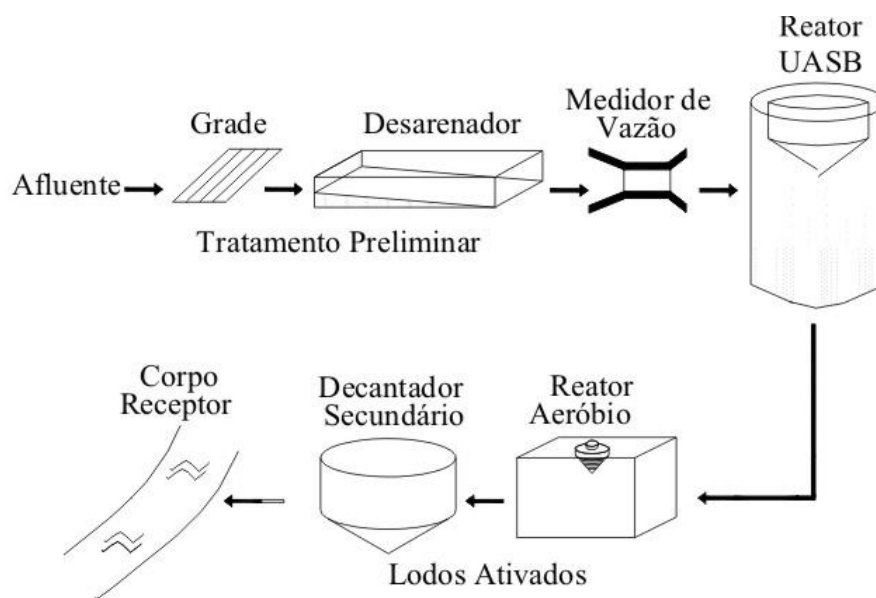


Figura 10: Fluxograma da combinação de UASB e Lodos Ativos

(<http://www.etex.eng.br/>)

#### 4.5.10. Tratamento do Lodo

Dentre as diversas formas de desidratação do lodo, optou-se pela adição de leitos de secagem, pois espera-se, devido a pequena população, que a produção de lodo seja consideravelmente baixa.

#### 4.6. REDE COLETORA

Utilizou-se a ferramenta *Quantum Gis* (QGIS versão 3.10) e o *plug-in* “QEsg” para o dimensionamento da rede coletora de esgoto por juntos constituírem uma interface de fácil compreensão e manuseio. Contudo, em decorrência de falhas no arquivo gerado de curvas de nível, foram encontrados diversos problemas no dimensionamento a partir deste método. O arquivo disponibilizado no formato .DWG foi convertido em arquivos .SHP (compatível com QGIS) em diversas camadas, tais como curvas de nível de 5 em 5 metros, projeto de vias urbanas e vias internas, rios, canalização, trilho, rodovia, entre outros.

A partir da análise das vias contidas no projeto e o traçado da rede coletora em uma das etapas do dimensionamento, foi possível estimar a extensão da rede para o bairro em aproximadamente 15 km.

Devido ao comprometimento dos dados utilizados para o dimensionamento da rede coletora, optou-se por um aprofundamento maior na situação atual e potencial para instalação da rede coletora de esgoto na região. Nas observações feitas em campo, percebeu-se que a “Avenida Principal”, principal via do bairro, possui em toda sua extensão bocas de lobo (Figura 11-a), constituintes de um sistema de drenagem pluvial, no entanto, existe a ocorrência de alagamentos na região, devido a grande quantidade de resíduos descartados de forma irregular e também pelo comprometimento do sistema instalado que não comporta a situação atual da região. Além disso, sabe-se que existem tubulações para abastecimento de água que passam pela via principal, isto é, são fatores a serem considerados no traçado da rede coletora de esgoto, já que no local existem outras tubulações (redes).

Pelo fato da não existência de um sistema de esgotamento sanitário, todos os efluentes domésticos são despejados nos corpos receptores mais próximos (Figura 11-b) das moradias, como por exemplo, o Rio Paranhos, sem que haja qualquer tipo de tratamento.



Figura 11: a) Vista boca de lobo na “Avenida Principal” no bairro Vila Esperança b) Vista das condições de moradia e descarte de resíduos e dejetos.

(Autoria própria)

#### 4.7. AVALIAÇÃO ECONÔMICA

Para o estudo econômico considera-se os custos de implantação e custos de operação e manutenção da estação de tratamento de esgoto.

Segundo Arceivala (1981, apud Von Sperling, 1996 p. 234), custos de implantação incluem custos de construção, compra ou desapropriação do terreno, custos de projeto e supervisão e juros dos empréstimos durante o período de construção. Já os custos anuais envolvem juros dos empréstimos, amortização dos empréstimos, depreciação da estação, seguro da estação, custos de operação e manutenção da estação. Considerou-se uma avaliação simplificada, pois a mesma não será realizada para todo o sistema de esgotamento sanitário, mas apenas para a estação de tratamento de efluentes.

A análise foi baseada nos custos estimados por habitante para implantação, operação e manutenção (Tabela 11) de acordo com a combinação de unidades operacionais. Neste caso, é possível estimar os custos a partir da população atendida.

Tabela 11: Algumas características típicas dos reatores UASB e dos principais sistemas de pós-tratamento.

| <b>Combinação</b>                             | <b>Custo de<br/>implantação<br/>(R\$/hab)</b> | <b>Energia para<br/>aeração<br/>(kWh/hab.ano)</b> | <b>Demanda de<br/>área (m<sup>2</sup>/hab)</b> | <b>Operação e<br/>manutenção<br/>(R\$/hab.ano)</b> |
|---|---|---|--|--|
| <b>Reator UASB</b>                            | 30-50   | 0   | 0,03-0,1                                       | 2,5-3,5  |
| <b>UASB + lodos ativados</b>                  | 70-100  | 14-20   | 0,08-0,2                                       | 7,0-12   |
| <b>UASB + biofiltro aerado<br/>submerso</b>   | 65-100  | 14-20   | 0,05-0,15                                      | 7,0-12   |
| <b>UASB + filtro biológico<br/>percolador</b> | 60-90   | 0   | 0,1-0,2  | 5,0-7,5  |

|  |       |      |           |         |
|--|-------|------|-----------|---------|
| <b>UASB + filtro anaeróbio</b>           | 45-70 | 0    | 0,05-0,15 | 3,5-5,5 |
| <b>UASB + flotação por ar dissolvido</b> | 60-90 | 8-12 | 0,05-0,15 | 6,0-9,0 |
| <b>UASB + lagoas de polimento</b>        | 40-70 | 0    | 1,5-2,5   | 4,5-7,0 |
| <b>UASB + escoamento superficial</b>     | 50-90 | 0    | 1,5-2,5   | 5,0-7,0 |

Fonte: VON SPERLING (2005 apud CHERNICHARO, 2016, p.356)

Para os sistemas de reatores UASB combinados com lodos ativados, tem-se um custo de implantação que varia de R\$ 70 a R\$ 100 por habitante, logo calculou os valores máximo, médio e mínimo, apresentados na Tabela 12.

Tabela 12: Valores máximo, médio e mínimo para custo total de implantação.

|               | <b>Custo de implantação (R\$/hab)</b> | <b>Custo total de implantação (R\$)</b> |
|---------------|---------------------------------------|---|
| <b>Máximo</b> | 110,00                                | 1.595.000,00                            |
| <b>Médio</b>  | 90,00                                 | 1.305.000,00                            |
| <b>Mínimo</b> | 70,00                                 | 1.015.000,00                            |

Fonte: Autoria própria.

Os dados previstos na Tabela 11 datados de 2005, encontram-se obsoletos, sendo necessário realizar o ajustamento desses valores para a realidade atual. Para esta análise adotou-se o custo de implantação médio. O valor foi corrigido pelo Índice Geral de Preços - Mercado (IGP-M), o qual, segundo a Fundação Getúlio Vargas (FGV), é amplamente utilizado para reajuste de tarifas públicas em contratos de aluguéis e contratos de prestação de serviços. Na Tabela 12 são apresentados os custos máximo, médio e mínimo de implantação.

A “Calculadora do Cidadão” foi utilizada para a correção monetária, plataforma disponibilizada pelo Banco Central do Brasil. O índice de correção no período foi de 2,86% conforme ilustra Figura 12.

| Resultado da Correção pelo IGP-M (FGV)     |                           |
|--|---------------------------|
| Dados básicos da correção pelo IGP-M (FGV) |                           |
| Dados informados                           |                           |
| Data inicial                               | 12/2005                   |
| Data final                                 | 01/2021                   |
| Valor nominal                              | R\$ 1.305.000,00 ( REAL ) |
| Dados calculados                           |                           |
| Índice de correção no período              | 2,86335660                |
| Valor percentual correspondente            | 186,335660 %              |
| Valor corrigido na data final              | R\$ 3.736.680,36 ( REAL ) |

Figura 12: Correção monetária pelo IGP-M

(Banco Central do Brasil, 2021)

Logo, o valor médio de implantação corrigido para o ano de 2021 consiste em R \$3.736.680,36.

A mesma simulação foi realizada para os custos de operação e manutenção. Com a média de custo de R\$9,50 por habitante, tem-se um custo anual (para o ano de 2005) de R\$ 137.750,00. O valor correspondente corrigido para 2021 é ilustrado na Figura 13.



### Resultado da Correção pelo IGP-M (FGV)

| Dados básicos da correção pelo IGP-M (FGV) |                         |
|--|-------------------------|
| Dados informados                           |                         |
| Data inicial                               | 12/2005                 |
| Data final                                 | 01/2021                 |
| Valor nominal                              | R\$ 137.750,00 ( REAL ) |
| Dados calculados                           |                         |
| Índice de correção no período              | 2,86335660              |
| Valor percentual correspondente            | 186,335660 %            |
| Valor corrigido na data final              | R\$ 394.427,37 ( REAL ) |

Figura 13: Correção monetária pelo IGP-M.

(Banco Central do Brasil, 2021)

Para o sistema adotado, levando em conta as estimativas de valores para os custos de implantação, operação e manutenção e os valores corrigidos, tem-se que:

Tabela 13: Custos para implantação, operação e manutenção.

|   |               |
|---|---------------|
| <b>Custo médio de implantação (R\$)</b>                 | 3.736.680,36  |
| <b>Custo médio anual de manutenção e operação (R\$)</b> | 394.427,37    |
| <b>Tempo de operação da ETE</b>                         | 20            |
| <b>Custo total (R\$)</b>                                | 11.625.227,76 |

Fonte: Autoria própria.

Contudo, embora os custos apresentados nas Tabelas 12 e 13, estejam corrigidos, é necessário levar outros fatores em conta quando o assunto é análise econômica/financeira, como os juros de financiamentos, imprevistos de diversas naturezas, materiais a serem utilizados nas obras, tempo de obra, mão de obra tanto para a fase de implantação quanto para a fase de operação, custos relacionados ao licenciamento ambiental, entre outros.



## 5. DIMENSIONAMENTO DA ETE

A Estação de Tratamento será composta por quatro etapas, sendo primeiro o Tratamento Preliminar, que consiste em Gradeamento, Desarenador e Medidor de Vazão; o Tratamento Primário, no qual optou-se por utilizar o Reator UASB; o Tratamento Secundário, onde será utilizado o Sistema de Lodos Ativados Convencional, seguido de Decantador Secundário; e o Tratamento do Lodo, que consiste no processo de desidratação do lodo no Leito de Secagem e destinação ao Aterro Sanitário.

### 5.1. TRATAMENTO PRELIMINAR

O Tratamento Preliminar consiste nas etapas: Gradeamento, Desarenador e Medidor de Vazão (Calha Parshall). Para fins de dimensionamento, foi necessário primeiro determinar o rebaixamento e as alturas máxima e mínima, no Medidor de Vazão, para, assim, determinar parâmetros e dimensões das outras etapas destacadas. Por isso, seguiu-se a ordem: Medidor de Vazão, Desarenador e Gradeamento.

#### 5.1.1. Dimensionamento do Medidor de Vazão

De acordo com as dimensões padrões da Calha Parshall e considerando a vazão máxima de projeto ( $Q_{\text{máx}} = 45,8 \text{ L/s}$ ), obteve-se os dados apresentados na Tabela 14.

A garganta característica (W) do medidor de vazão para a vazão acima referida será de 3 polegadas, e partir da Tabela 5 pode-se definir o expoente (n) e o coeficiente(k).

Tabela 14: Dimensões de Calha. Parshall Padrões (cm) para vazão máxima de projeto.

| W<br>(Pol) | W<br>(cm) | A    | B    | C    | D    | E    | F    | G    | K   | N   | Qmin<br>(l/s) | Qmax<br>(l/s) |
|------------|-----------|------|------|------|------|------|------|------|-----|-----|---------------|---------------|
| 3          | 7,6       | 46,6 | 45,7 | 17,8 | 25,9 | 61,0 | 15,2 | 30,3 | 2,5 | 5,7 | 0,95          | 53,8          |

Fonte: Jordão e Pessoa, 2009.

A altura das lâminas d'água para as vazões máxima, média e mínima foram obtidas pela equação 14.

$$h_2 = \left(\frac{Q}{k}\right)^{\frac{1}{n}} \quad (\text{Equação 14})$$

sendo  $n = 1,547$  e  $k = 0,176$  para a vazão máxima, média e mínima tem-se:

$$h_{2m\acute{a}x} = \left(\frac{0,0458 \text{ m}^3/\text{s}}{0,176}\right)^{\frac{1}{1,547}}$$

$$h_{2m\acute{a}x} = 0,42 \text{ m} \rightarrow 42 \text{ cm}$$

$$h_{2m\acute{e}d} = \left(\frac{Q_{m\acute{e}d}}{k}\right)^{\frac{1}{n}}$$

$$h_{2m\acute{e}d} = \left(\frac{0,0264 \text{ m}^3/\text{s}}{0,176}\right)^{\frac{1}{1,547}}$$

$$h_{2m\acute{e}d} = 0,30 \text{ m} \rightarrow 30 \text{ cm}$$

$$h_{2m\acute{i}n} = \left(\frac{Q_{m\acute{i}n}}{k}\right)^{\frac{1}{n}}$$

$$h_{2m\acute{i}n} = \left(\frac{0,0143 \text{ m}^3/\text{s}}{0,176}\right)^{\frac{1}{1,547}}$$

$$h_{2m\acute{i}n} = 0,2 \text{ m} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

O rebaixo ( $z$ ) foi obtido a partir das vazões máxima e média.

$$z = \frac{(Q_{m\acute{a}x} \times h_{2m\acute{i}n}) - (Q_{m\acute{i}n} \times h_{2m\acute{a}x})}{(Q_{m\acute{a}x} - Q_{m\acute{i}n}) \text{ m}^3/\text{s}} \quad (\text{Equação 15})$$

$$z = \frac{(0,0458 \text{ m}^3/\text{s} \times 0,2 \text{ m}) - (0,0143 \text{ m}^3/\text{s} \times 0,42 \text{ m})}{(0,0458 - 0,0143) \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$z = 0,1 \text{ m}$$

### 5.1.2. Dimensionamento do Desarenador

#### *Altura do desarenador*

Calculou-se as alturas máxima, média e mínima do desarenador em função das mesmas alturas obtidas para o medidor de vazão, relacionando com a cota de rebaixamento (z).

$$h_1 = h_2 - z \quad (\text{Equação 16})$$

$$Q_{\text{máx}}: h_{1\text{máx}} = h_{2\text{máx}} - z = 0,42 \text{ m} - 0,1 = 0,32 \text{ m} \rightarrow 32 \text{ cm}$$

$$Q_{\text{méd}}: h_{1\text{méd}} = h_{2\text{méd}} - z = 0,30 \text{ m} - 0,1 = 0,20 \text{ m} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

$$Q_{\text{mín}}: h_{1\text{mín}} = h_{2\text{mín}} - z = 0,20 \text{ m} - 0,1 = 0,10 \text{ m} \rightarrow 10 \text{ cm}$$

#### *Seção transversal do medidor de vazão*

Adotou-se velocidade de escoamento ( $v_{\text{esc}}$ ) de 0,25 m/s conforme norma ABNT NBR 12209/2011, que estipula o intervalo para a velocidade de escoamento compreendido entre 0,25 m/s e 0,4 m/s. O cálculo da área da seção média ( $S_{\text{méd}}$ ) transversal do medidor de vazão foi obtido por meio da razão entre  $Q_{\text{méd}}$  e  $v_{\text{esc}}$ .

$$S_{\text{méd}} = B \times h_1 = \frac{Q_{\text{méd}}}{v_{\text{esc}}} \quad (\text{Equação 17})$$

$$S_{\text{méd}} = \frac{0,0264 \text{ m}^3/\text{s}}{0,25 \text{ m/s}}$$

$$S_{\text{méd}} = 0,10 \text{ m}^2$$

#### *Largura do desarenador*

Conforme a equação 18, a largura do desarenador pode ser obtida a partir da seção transversal e da altura média do desarenador.

$$B = \frac{S_{méd}}{h_{1méd}} \quad (\text{Equação 18})$$

$$B = \frac{0,1 \text{ m}^2}{0,2 \text{ m}}$$

$$B = 0,50 \text{ m} \rightarrow 50 \text{ cm}$$

Verificação da velocidade de escoamento do esgoto ( $v_{esc}$ ):

$$v_{esc} = \frac{Q}{b \times h_1} \quad (\text{Equação 19})$$

$$Q_{\text{máx}}: v_{esc} = \frac{0,0458 \text{ m}^3/\text{s}}{0,50 \times 0,32} = 0,286 \text{ m/s}$$

$$Q_{\text{mín}}: v_{esc} = \frac{0,0143}{0,50 \times 0,1} = 0,286 \text{ m/s}$$

Nota-se que os valores obtidos a partir da verificação da velocidade de escoamento estão de acordo com a ABNT NBR 12209.

### ***Comprimento do desarenador***

Considerou-se a velocidade de sedimentação para partículas de diâmetro iguais ou maiores que 0,2 mm, em torno de 0,02 m/s (Jordão e Pessoa, 2009). O comprimento (L) do desarenador tem relação com a velocidade de escoamento e a altura (h) se relaciona com a velocidade de sedimentação, conforme equações 20 e 21.

$$v_{escoamento} = \frac{L}{t_1} \quad (\text{Equação 20})$$

$$v_{sedimentação} = \frac{h}{t_2} \quad (\text{Equação 21})$$

Como  $t_1 = t_2$ , tem-se que:

$$v_{escoamento} \times h = v_{sedimentação} \times L$$

Para  $v_{escoamento} = 0,25 \text{ m/s}$  e  $v_{sedimentação} = 0,02 \text{ m/s}$ :

$$L = \frac{v_{escoamento}}{v_{sedimentação}} \times h$$

$$L = \frac{0,25 \text{ m/s}}{0,02 \text{ m/s}} \times h$$

$$L = 12,5 \times h$$

Segundo Jordão e Pessoa (2009), devido a fatores de turbulência adota-se um fator de segurança de 50%.

$$L = 18,75 \times h$$

$$L = 18,75 \times h_{1m\acute{a}x}$$

$$L = 18,75 \times 0,32 \text{ m}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

#### *Área em planta e taxa de escoamento superficial*

$$A_b = b \times L \quad (\text{Equação 22})$$

$$A_b = 0,5 \text{ m} \times 6 \text{ m}$$

$$A_b = 3,0 \text{ m}^2$$

$$Tx_{esc} = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{A_b} \quad (\text{Equação 23})$$

$$Tx_{esc} = \frac{0,0458 \times 86400 \text{ m}^3/d}{3,0 \text{ m}^2}$$

$$Tx_{esc} = 1.320 \text{ m}^3/\text{m}^2.d$$

A taxa de escoamento obtida não se encontra entre parâmetros estabelecidos pela norma ABNT NBR 12209/2011. Ultrapassando o limite de 1300 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d. Para evitar problemas em sua decorrência, optou-se pelo aumento da largura do desarenador para 0,6 m, sendo apresentados abaixo a revisão dos cálculos a partir da nova largura.

#### *Área em planta e taxa de escoamento superficial*

$$A_b = b \times L$$

$$A_b = 0,6 \text{ m} \times 6 \text{ m}$$

$$A_b = 3,60 \text{ m}^2$$

$$Tx_{esc} = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{A_b}$$

$$Tx_{esc} = \frac{0,0458 \times 86400 \text{ m}^3/d}{4,2 \text{ m}^2}$$

$$Tx_{esc} = 1100 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot d$$

### ***Quantidade de areia retida***

Considera-se o volume de retenção ( $V_{ret}$ ) de 30 L ou  $3 \times 10^{-6}$  L de areia para cada 1000  $\text{m}^3$  de esgoto. Para a vazão média de 26,4 L/s ou 2.282,4  $\text{m}^3/d$  obteve-se a quantidade de areia retida por um período cíclico de 15 dias, necessários para a limpeza do desarenador:

$$M_A = V_{ret} \times Q_{m\acute{e}d} \times d \quad (\text{Equação 24})$$

$$M_A = 3 \times 10^{-5} \times 2.282,4 \text{ m}^3/d \times 15 d$$

$$M_A = 3 \times 10^{-5} \times 2.282,4 \text{ m}^3/d \times 15 d$$

$$M_A = 1,03 \text{ m}^3 \rightarrow 1030 \text{ L}$$

A profundidade de depósito da caixa de areia consiste na altura do coletor de areia.

$$P = \frac{M_A}{A} \quad (\text{Equação 25})$$

$$P = \frac{1,03 \text{ m}^3}{3,26 \text{ m}^2}$$

$$P = 0,32 \text{ m} \rightarrow 32 \text{ cm}$$

### 5.1.3. Dimensionamento do Gradeamento

#### ***Eficiência da grade***

Para remoção de sólidos grosseiros adotou-se o uso de grades médias devido a vazão inferior a 100 L/s, com espaçamento (a) de 38,1 mm e espessura (t) de 9,5 mm conforme

recomenda Jordão e Pessoa (2009) na Tabela 2. A partir dos dados citados anteriormente foi possível calcular a eficiência da grade ( $Ef_{grade}$ ):

$$Ef_{grade} = \frac{a}{a+t} \quad (\text{Equação 26})$$

$$Ef_{grade} = \frac{0,0381 \text{ m}}{(0,0381 + 0,0095) \text{ m}} \times 100$$

$$Ef_{grade} = 80 \%$$

### ***Área útil***

Segundo a norma ABNT NBR 12209/2011 a velocidade máxima ( $v_{m\acute{a}x}$ ) através da grade para a vazão final é de 1,2 m/s, sendo adotado o valor de 0,6 m/s, com inclinação das barras em relação à horizontal podendo variar de 45° a 60° para adoção da limpeza manual, sendo escolhido o ângulo 60°. A partir da velocidade máxima e vazão máxima calculou-se a área útil ( $A_u$ ):

$$A_u = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{v_{m\acute{a}x}} \quad (\text{Equação 27})$$

$$A_u = \frac{0,0458 \text{ m}^3/\text{s}}{0,6 \text{ m/s}}$$

$$A_u = 0,08 \text{ m}^2$$

### ***Seção no local da grade***

A seção no local da grade é a área de passagem transversal do efluente, a qual pode ser definida pela razão entre a área útil ( $A_u$ ) e a eficiência da grade, conforme equação 28.

$$S = \frac{A_u}{Ef_{grade}} \quad (\text{Equação 28})$$

$$S = \frac{0,08 \text{ m}^2}{0,8}$$

$$S = 0,1 \text{ m}^2$$

### ***Altura máxima da lâmina d'água e largura do canal***

A altura máxima da lâmina d'água ( $h_{\text{máx-lâmina}}$ ) é obtida pela subtração da altura máxima ( $h_{\text{máx}}$ ) e o rebaixamento ( $z$ ) do medidor Parshall. A largura do canal ( $B$ ) foi obtida a partir da altura da caixa de areia gerada pela vazão máxima (conforme norma ABNT NBR 12209/2011) e o expoente  $n$  e coeficiente  $k$  relacionados a garganta ( $W$ ) do medidor conforme tabela 11.

Logo, a largura do canal é dada:

$$\begin{aligned} h_{\text{máx-lâmina-canal}} &= h_{\text{máx}} - z & (\text{Equação 29}) \\ h_{\text{máx-lâmina-canal}} &= 0,42 \text{ m} - 0,1 \text{ m} \\ h_{\text{máx-lâmina-canal}} &= 0,32 \text{ m} \rightarrow 32 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$B = \frac{S}{h_{\text{máx}}} \quad (\text{Equação 30})$$

$S$  = Seção no local da grade;

$$B = \frac{0,1 \text{ m}^2}{0,42 \text{ m}}$$

$$B = 0,23 \text{ m} \rightarrow 23 \text{ cm}$$

### ***Número de barras e de espaçamentos***

Em sequência, calculou-se o número de barras ( $N$ ) para compor o sistema de gradeamento a partir da largura de 0,23 m e da espessura e espaçamento das barras de 9,5 mm e 38,1 mm, respectivamente. A partir do número de barras, calculou-se o número de espaçamentos ( $N_e$ ).

$$N = \frac{B}{(a+t)} \quad (\text{Equação 31})$$

$a$  = espaçamento das barras (m)

$t$  = espessura das barras (m)

$B$  = Largura do canal (m)

$$N = \frac{0,23 \text{ m}}{(0,0381 + 0,0095) \text{ m}}$$



$$N = 5 \text{ barras}$$

$$N_e = N + 1 \quad (\text{Equação 32})$$

$$N_e = 5 + 1$$

$$N_e = 6$$

### ***Velocidade na seção entre as barras***

A velocidade à montante da grade ( $v_0$ ) é definida através da razão entre vazão máxima e seção do local da grade, sendo sempre menor que a velocidade máxima através da grade.

$$v_0 = \frac{Q_{\max}}{S} \quad (\text{Equação 33})$$

$$v_0 = \frac{0,0458 \text{ m}^3/\text{s}}{0,1 \text{ m}^2}$$

$$v_0 = 0,458 \text{ m/s}$$

### ***Perda de carga***

A norma recomenda perda de carga ( $h_f$ ) mínima a ser considerada no cálculo de 0,15 m para grades com limpeza manual, sendo que é necessário, ainda, considerar 50% de obstrução das grades. Considerando  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ .

#### Perda de carga para a grade limpa:

$$h_f = \frac{1,43 \times (v_{\max}^2 - v_0^2)}{2 \times g} \quad (\text{Equação 34})$$

$$h_f = \frac{1,43 \times (0,6^2 - 0,48^2) \text{ m/s}}{2 \times 9,81 \text{ m}^2/\text{s}^2}$$

$$h_f = 0,01 \text{ m}$$

#### Perda de carga para a grade suja:

$$h_f = \frac{1,43 \times (2 \times 0,6^2 - 0,48^2) m/s}{2 \times 9,81 m^2/s^2}$$

$$h_f = 0,02 m$$

Conforme recomendação da norma, adotou-se a perda de carga mínima de 0,15 m.

## 5.2. TRATAMENTO PRIMÁRIO

### 5.2.1. Dimensionamento do Reator UASB

Para o dimensionamento do reator anaeróbio adotou-se um tempo de detenção hidráulica (TDH) em função da temperatura mínima do esgoto no mês mais frio, apresentada na Tabela 15.

Tabela 15: Tempo de Detenção Hidráulica (h) de acordo com a Temperatura (°C).

| Temperatura do esgoto (°C) | Tempo de detenção hidráulica (h) |                   |
|----------------------------|----------------------------------|-------------------|
|                            | Para $Q_{média}$                 | Para $Q_{máxima}$ |
| 15 a 18                    | $\geq 10,0$                      | $\geq 7,0$        |
| 18 a 22                    | $\geq 8,0$                       | $\geq 5,5$        |
| 22 a 25                    | $\geq 7,0$                       | $\geq 4,5$        |
| >25                        | $\geq 6,0$                       | $\geq 4,0$        |

Fonte: Chernicharo, 2016.

Será projetado a partir da vazão média de projeto  $Q_{\text{méd}}$  e TDH de 8 horas. Assim, calculou-se o volume do reator.

$$\begin{aligned} V &= Q \times t & (\text{Equação 35}) \\ V &= 95,1 \text{ m}^3/\text{h} \times 8 \text{ h} \\ V &= 760,8 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

### ***Carga hidráulica volumétrica***

Consiste na quantidade de esgoto que será aplicada diariamente ao reator inversamente relacionada com o tempo de detenção hidráulica.

$$\begin{aligned} CHV &= \frac{Q}{V} & (\text{Equação 36}) \\ CHV &= \frac{2282,4 \text{ m}^3/\text{d}}{760,8 \text{ m}^3} \\ CHV &= 3,00 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{d} \end{aligned}$$

$Q$  = vazão ( $\text{m}^3/\text{d}$ )

$V$  = volume ( $\text{m}^3$ )

### ***Concentração de substrato afluente***

A concentração de substrato (matéria orgânica) afluente ao reator UASB foi obtida pela razão entre a carga afluente média de DBO ( $L_{0\text{-DBO}}$ ) e vazão média ( $\text{m}^3/\text{d}$ ). Também se obteve a concentração de DQO afluente ( $S_{0\text{-DQO}}$ ).

$$\begin{aligned} S_{0\text{-DBO}} &= \frac{L_{0\text{-DBO}}}{Q_{\text{méd}}} & (\text{Equação 37}) \\ S_{0\text{-DQO}} &= \frac{691,2 \text{ kgDBO} / \text{d}}{2282,4 \text{ m}^3/\text{d}} \\ S_{0\text{-DBO}} &= 0,303 \text{ kgDBO}/\text{m}^3 \rightarrow 303 \text{ mg/L} \end{aligned}$$

Para DQO:

$$\begin{aligned} S_{0\text{-DQO}} &= 2 \times S_{0\text{-DBO}} & (\text{Equação 38}) \\ S_{0\text{-DQO}} &= 0,606 \text{ kgDBO}/\text{m}^3 \rightarrow 606 \text{ mg/L} \end{aligned}$$

### ***Carga orgânica volumétrica***

O cálculo da carga orgânica volumétrica consistiu na quantidade de matéria orgânica aplicada ao reator:

$$C_v = \frac{Q_{méd} \times S_0}{V} \quad (\text{Equação 39})$$

$C_v$  = carga orgânica volumétrica;

$Q$  = vazão ( $m^3/d$ );

$S_0$  = concentração de substrato afluente ( $kgDQO/m^3$ );

$V$  = volume total do reator ( $m^3$ )

$$C_v = \frac{2282,4 \, m^3/d \times 0,606 \, kgDQO/d}{760,8 \, m^3}$$

$$C_v = 1,82 \, (kgDQO/m^3.d)$$

### ***Número de reatores***

Devido a pequena vazão será adotado apenas 1 (um) reator.

$$N_r = 1$$

Adotou-se a altura ( $h$ ) do reator compreendida em 5 m conforme recomendação de Chernicharo (2016) e conforme a norma.

### ***Área do reator***

A área em planta do reator UASB pode ser obtida a partir da altura e volume do reator. Na sequência são calculados raio ( $r$ ) e diâmetro ( $D$ ).

$$A_{reator} = \frac{V}{h} \quad (\text{Equação 40})$$

$$A_{reator} = \frac{760,8 \, m^3}{5 \, m}$$

$$A_{reator} = 152,2 \, m^2$$

Logo, define-se a raio e diâmetro do reator UASB.

$$r = \sqrt{\frac{A_{reator}}{\pi}}$$

$$r = \sqrt{\frac{152,2 \text{ m}^2}{\pi}}$$

$$r = 6,96 \text{ m}$$

$$D = 2 \times r$$

$$D = 13,92 \text{ m}$$

Adotou-se o raio de 7 m e diâmetro de 14 m. Assim, calculou-se a área, volume e tempo de detenção hidráulica (t) reais do reator anaeróbio de manta de lodo (UASB).

$$A_{total} = \pi \times r^2 \quad (\text{Equação 41})$$

$$A_{total} = 154 \text{ m}^2$$

$$V = A_{total} \times h(\text{m}^3)$$

$$V = 154 \text{ m}^2 \times 5 \text{ m}$$

$$V = 770 \text{ m}^3$$

$$t = \frac{V}{Q_{méd}} \quad (\text{Equação 42})$$

$$t = \frac{770 \text{ m}^3}{2.282,4 \text{ m}^3/d}$$

$$t = 0,33 \text{ d} \rightarrow 8 \text{ horas}$$

### ***Velocidades ascensionais do fluxo média e máxima***

As velocidades ascensionais do fluxo médio e máxima são calculadas a partir da relação entre a vazão afluyente médio e máxima ( $Q_{méd}$  e  $Q_{máx}$ ), respectivamente, e a seção transversal do reator ( $A_{total}$ ).

Para  $Q_{méd}$ :

$$v = \frac{Q}{A} \quad (\text{Equação 43})$$

$$v = \frac{95,1 \text{ m}^3/\text{h}}{154 \text{ m}^2}$$

$$v = 0,62 \text{ m/h}$$

Para  $Q_{\text{máx}}$ :

$$v = \frac{Q}{A}$$

$$v = \frac{160,2 \text{ m}^3/\text{h}}{154 \text{ m}^2}$$

$$v = 1,04 \text{ m/h}$$

Chernicharo (2016) recomenda que a velocidade ascensional de fluxo para vazão média esteja compreendida entre 0,5 a 0,7 m/h. Para a vazão máxima limita-se a 1,1 m/h. Como se pode observar, as velocidades ascensionais para as vazões média e máxima estão dentro dos valores estabelecidos por Chernicharo (2016).

### ***Número de distribuidores***

O número de distribuidores ( $N_d$ ) é obtido pela razão entre a área total do reator e a área de influência de cada distribuidor ( $A_d$ ) adotada foi de 2,5 m<sup>2</sup>, conforme Chernicharo (2016) em acordo com a norma que estabelece o máximo de 3,0 m<sup>2</sup> de área de influência para cada distribuidor.

$$N_d = \frac{A}{A_d} \quad (\text{Equação 44})$$

$$N_d = \frac{154 \text{ m}^2}{2,6 \text{ m}^2}$$

$$N_d = 60 \text{ distribuidores}$$

Adotou-se dois vertedores circulares com capacidade de 30 tubos cada um, com o diâmetro interno de 75 mm, para a distribuição do esgoto afluente ao reator UASB, conforme ABNT NBR 12209/2011.

### ***Seção de cada tubo***

A seção de cada tubo ( $S_d$ ) é dada a partir da equação 45.

$$S_d = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad (\text{Equação 45})$$

$$S_d = \frac{\pi \times 0,075^2}{4}$$

$$S_d = 0,0044 \text{ m}^2$$

### ***Eficiência de remoção de DQO***

A estimativa de eficiência de remoção de DQO pode ser calculada a partir da equação a seguir.

$$E_{DQO} = 100 \times (1 - 0,68 \times t^{-0,35}) \quad (\text{Equação 46})$$

$$E_{DQO} = 100 \times (1 - 0,68 \times 8,0^{-0,35})$$

$$E_{DQO} = 67\%$$

Adotou-se a eficiência de 65% para remoção de DQO.

### ***Eficiência de remoção de DBO***

A estimativa de eficiência de remoção de DBO pode ser calculada a partir da equação a seguir.

$$E_{DBO} = 100 \times (1 - 0,68 \times t^{-0,35}) \quad (\text{Equação 47})$$

$$E_{DBO} = 100 \times (1 - 0,70 \times 8,0^{-0,50})$$

$$E_{DBO} = 75\%$$

Adotou-se a eficiência de 70% para remoção de DBO.

### ***Estimativa da concentração de DQO e DBO no efluente final***

$$S_{DQO} = S_0 - \frac{E \times S_0}{100} \quad (\text{Equação 48})$$

Para DQO:

$$S_{DQO} = 606 \text{ mg/L} - \frac{65 \times 606 \text{ mg/L}}{100}$$

$$S_{DQO} = 212 \text{ mg/L} \rightarrow 0,212 \text{ kg/m}^3$$

Para DBO:

$$S_{DBO} = 303 \text{ mg/L} - \frac{70 \times 303 \text{ mg/L}}{100}$$

$$S_{DBO} = 91 \text{ mg/L} \rightarrow 0,091 \text{ kg/m}^3$$

### ***Estimativa da concentração de NTK no efluente final***

Adotou-se 8 g/hab.d como contribuição per capita ( $NTK_{\text{percapita}}$ ), de acordo com Von Sperling (1996). Logo, calculou-se a carga de NTK afluente ( $NTK_{\text{afluente}}$ ) ao reator UASB.

$$NTK_{\text{afluente}} = NTK_{\text{percapita}} \times Pop \quad (\text{Equação 49})$$

$$NTK_{\text{afluente}} = 8 \frac{\text{g}}{\text{hab.d}} \times 14.500 \text{ hab}$$

$$NTK_{\text{afluente}} = 8 \frac{\text{g}}{\text{hab.d}} \times 14.500 \text{ hab}$$

$$NTK_{\text{afluente}} = 116.000 \text{ g/d} \rightarrow 116 \text{ kg/d}$$

A concentração afluente ( $C_{NTK \text{ afluente}}$ ) é dada pela razão entre a carga e a vazão média.

$$C_{NTK \text{ afluente}} = NTK_{\text{afluente}} \div Q_{\text{méd}} \quad (\text{Equação 50})$$

$$C_{NTK \text{ afluente}} = 116 \frac{\text{kg}}{\text{d}} \div 2,282,4 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

$$C_{NTK \text{ afluente}} = 116 \frac{\text{kg}}{\text{d}} \div 2,282,4 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

$$C_{NTK \text{ afluente}} = 0,051 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \rightarrow 51 \text{ mg/L}$$

Para remoção de 15% de NTK no reator UASB tem-se a concentração do efluente final ao UASB.

$$C_{NTK \text{ efluente}} = C_{NTK \text{ afluente}} \times (1 - 0,15)$$

$$C_{NTK \text{ efluente}} = 51 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \times (1 - 0,15)$$



$$C_{NTK\ efluente} = 43,2\ mg/L$$

### **Produção de metano**

Segundo Chernicharo (2016), a parcela de DQO convertida em gás metano, pode ser obtida de forma simplificada a partir da equação 51.

$$\begin{aligned} DQO_{CH_4} &= Q \times (S_0 - S) - Y_{obs} \times Q \times S_0 \quad (\text{Equação 51}) \\ DQO_{CH_4} &= 2282,4 \frac{m^3}{d} \times (0,606 - 0,212) \frac{kgDQO}{m^3} \\ &- 0,18 \frac{kgDQO_{lodo}}{kgDQO_{apl}} \times 2282,4 \frac{m^3}{d} \times 0,606 \frac{kgDQO}{m^3} \\ DQO_{CH_4} &= 650\ kgDQO_{CH_4}/d \end{aligned}$$

Para a obtenção da produção volumétrica de metano ( $Q_{CH}$ ) é necessário calcular o fator de correção para temperatura operacional do reator  $f(T)$ , obtido a partir da equação seguinte.

$$\begin{aligned} f(T) &= \frac{P \times K_{DQO}}{R \times (273 + T)} \quad (\text{Equação 52}) \\ f(T) &= \frac{1\ atm \times 0,064\ kgDQO/mol}{0,08206\ atm.L/mol.K \times (273 + 18)} \\ f(T) &= 2,66\ kgDQO/m^3 \end{aligned}$$

A produção volumétrica de metano é dada por:

$$\begin{aligned} Q_{CH_4} &= \frac{DQO_{CH_4}}{f(T)} \quad (\text{Equação 53}) \\ Q_{CH_4} &= \frac{650\ kgDQO/d}{2,66\ kgDQO/m^3} \\ Q_{CH_4} &= 244\ m^3/d \end{aligned}$$

Finalmente, pode-se estimar a produção total de biogás, a partir do teor esperado de metano no mesmo. Adotou-se uma concentração de metano no biogás de 75% (Chernicharo, 2016).

### ***Produção de biogás***

$$Q_{biogás} = \frac{Q_{CH_4}}{C_{CH_4}} \quad (\text{Equação 54})$$

$$Q_{biogás} = \frac{244 \text{ m}^3/d}{0,75}$$

$$Q_{biogás} = 325 \text{ m}^3/d$$

### ***Aproveitamento de biogás***

Para estimar o aproveitamento energético para geração de energia elétrica a partir da produção de biogás considerou-se o poder calorífico (P.C) do biogás igual a 22.400 kJ/m<sup>3</sup> (CHERNICHARO, 2016) e um rendimento global de transformação em energia elétrica de 25%, logo calculou-se a energia bruta produzida ( $E_{bruta \text{ produzida}}$ ).

$$E_{bruta \text{ produzida}} = Q_{biogás} \times P.C \quad (\text{Equação 55})$$

$$E_{bruta \text{ produzida}} = 325 \text{ m}^3/d \times 22.400 \text{ kJ/m}^3$$

$$E_{bruta \text{ produzida}} = 728 \times 10^4 \text{ kJ/d} = 2022,2 \text{ kWh/d}$$

O potencial de eletricidade disponibilizado será de:

$$Potencial = (2022,2 \text{ kWh/d} \div 24 \text{ h/d}) \times 0,25$$

$$Potencial = 21,0 \text{ kW} = 28,55 \text{ cv}$$

### ***Produção de lodo***

$$P_{lodo} = Y \times L_{0-DQO} \quad (\text{Equação 56})$$

$$P_{lodo} = 0,18 \frac{\text{kgSST}}{\text{kgDQO}_{apl}} \times 1382,4 \frac{\text{kgDQO}}{d}$$

$$P_{lodo} = 249 \text{ kgSST/d}$$

$$V_{lodo} = \frac{P_{lodo}}{\gamma \times C_{lodo}} \quad (\text{Equação 57})$$

$$V_{lodo} = \frac{249 \text{ kgSST/d}}{1020 \text{ kg/m}^3 \times 0,04}$$

$$V_{lodo} = 6,1 \text{ m}^3/\text{d}$$

### 5.3. TRATAMENTO SECUNDÁRIO

#### 5.3.1. Dimensionamento do Tanque de Aeração

##### *Dimensionamento do tanque de aeração*

Para sistemas de taxa convencional a norma ABNT NBR 12209/2011 recomenda que a idade do lodo esteja compreendida entre 4 e 15 dias. Arbitrou-se 10 dias para idade do lodo ( $\Theta_c$ ).

Calculou-se a fração biodegradável ( $f_b$ ) adotando a fração de sólidos recém formados ( $f_b'$ ) 0,8 segundo Von Sperling (2016), adotou-se também o coeficiente de decaimento endógeno ( $K_d$ ) como 0,08 gSSV/gSSV.d.

$$f_b = \frac{f_b'}{1 + (1 - f_b') \times K_d \times \theta_c} \quad (\text{Equação 58})$$

$$f_b = \frac{0,8}{1 + (1 - 0,8) \times 0,08 \times 10}$$

$$f_b = 0,7$$

Considerando a concentração da  $DBO_{\text{efluente}}$  do tanque de aeração ( $S_{\text{efluente}}$ ) de 20 mgDBO/L e de SST ( $X_{\text{efluente}}$ ) de 20 mgSST/L, calculou-se a DBO solúvel do efluente.

$$DBO_{\text{efluente}} = DBO_{\text{particulada}} + DBO_{\text{solúvel}} \quad (\text{Equação 59})$$

$$DBO_{\text{particulada}} = X_{\text{efluente}} \times f_b \quad (\text{Equação 60})$$

$$DBO_{\text{particulada}} = 14 \text{ mg/L}$$

$$DBO_{solúvel} = DBO_{efluente} - DBO_{particulada}$$

$$DBO_{solúvel} = 6 \text{ mg/L}$$

O volume do tanque pode ser calculado a partir da relação alimento/microrganismos (A/M), o qual adotou-se como 0,3 kgDBO/kgSSVTA.d em conformidade com a norma ABNT NBR 12209/2011, na qual este parâmetro está compreendido entre 0,2 e 0,7 kgDBO/kgSSVTA.d para sistemas de taxa convencional. Além disso, considera-se também a vazão de projeto, concentração de DBO afluente ao sistema de lodos ativados e a concentração de sólidos voláteis em suspensão no tanque de aeração (SSVTA =  $X_v$ ), que segundo a norma pode variar entre 1500 a 4500 mg/L. Adotou-se  $X_v = 2000 \text{ mg/L}$ .

$$V = \frac{Q \times DBO_{afluente}}{X_v \times (A/M)} \quad (\text{Equação 61})$$

$$V = \frac{2.282,4 \text{ m}^3/\text{d} \times 91 \text{ mg/L}^3}{2000 \text{ mg/L} \times 0,3}$$

$$V = 346,1 \text{ m}^3$$

Adotou-se o uso de apenas 1 tanque de aeração, pois a vazão do sistema é menor do que 100 L/s. Para este tanque, a altura (h) adotada foi de 5 m, possibilitando o cálculo da área superficial do tanque.

$$A_s = \frac{V}{h} \quad (\text{Equação 62})$$

$$A_s = \frac{346,1 \text{ m}^3}{5 \text{ m}}$$

$$A_s = 69,2 \text{ m}^2$$

A relação comprimento/largura (L/B) adotada foi de  $L/B = 3$ . Adotou-se 5 m para a largura e 15 m para o comprimento do tanque, com a necessidade de recalculer  $A_s$  e  $V$ .

$$A_s = L \times B \quad (\text{Equação 63})$$

$$A_s = 14,7 \text{ m} \times 4,9 \text{ m}$$

$$A_s = 72 \text{ m}^2$$

$$V = A_s \times h \quad (\text{Equação 64})$$

$$V = 72 \text{ m}^2 \times 5 \text{ m}$$

$$V = 360 \text{ m}^3$$

Segundo Von Sperling (2016) o tempo de detenção hidráulica (TDH) pode variar entre 3 e 5 horas para tanques de aeração precedidos por reator UASB.

$$TDH = \frac{V}{Q} \quad (\text{Equação 65})$$

$$TDH = \frac{360 \text{ m}^3}{2.282,4 \text{ m}^3/\text{d}}$$

$$TDH = 0,16 \text{ d} \rightarrow 3,8 \text{ horas}$$

A relação SSVTA/SSTA (SSV/SS =  $X_v/X$ ) adotada no tanque de aeração é de 0,75, conforme Von Sperling (2016). Logo, a concentração de sólidos suspensos no tanque de aeração pode ser obtida.

$$SSTA = \frac{SSVTA}{(SSV/SS)} \quad (\text{Equação 66})$$

$$SSTA = \frac{2000 \text{ mg/L}}{0,75}$$

$$SSTA = 2667 \text{ mg/L}$$

### ***Estimativa da produção de lodo***

De acordo com Von Sperling (2016), o coeficiente de produção de lodo aeróbio ( $Y$ ) pode variar entre 0,55 e 0,7 kgSS/kgDBO. Adotou  $Y = 0,6 \text{ kgSS/kgDBO}$ , para obter o coeficiente de produção de lodo ajustado sendo um fator de correção devido a parcela de auto-oxidação.

$$Y_{ajustado} = \frac{Y}{1 + (K_d \times \theta_c)} \quad (\text{Equação 67})$$

$$Y_{ajustado} = \frac{0,6 \text{ kgSS/kgDBO}}{1 + (0,08 / \text{d} \times 10 \text{ d})}$$

$$Y_{ajustado} = 0,33 \text{ kgSS/kgDBO}$$

A produção de lodo aeróbio excedente que retornará para o reator UASB foi obtida a partir do coeficiente de produção de lodo aeróbio ajustado ( $Y_{ajustado}$ ), a vazão média ( $Q_{\text{méd}}$ ) e

diferença entre a concentração de DBO afluente ( $S_0$ ) e DBO solúvel ( $S_e$ ), conforme Jordão e Pessoa (2009):

$$\begin{aligned}\Delta x &= Y_{ajustado} \times (S_0 - S_e) \times Q_{méd} && \text{(Equação 68)} \\ \Delta x &= 0,33 \text{ kgSS/kDBO} \times (0,091 \text{ kg/m}^3 - 0,006 \text{ kg/m}^3) \times 2.282,4 \text{ m}^3/\text{d} \\ \Delta x &= 0,33 \text{ kgSS/kDBO} \times (0,091 \text{ kg/m}^3 - 0,006 \text{ kg/m}^3) \times 2.282,4 \text{ m}^3/\text{d} \\ \Delta x &= 64,6 \text{ kg SSV/d}\end{aligned}$$

A produção total de lodo é obtida a partir da razão entre a produção excedente ( $\Delta x$ ) e a fração de SSV ( $SSV/SS$ ).

$$\begin{aligned}\Delta x_T &= \frac{\Delta x}{(SSV/SS)} && \text{(Equação 69)} \\ \Delta x_T &= \frac{64,6 \text{ kg SSV/d}}{0,75 \text{ gSSV/gSST}} \\ \Delta x_T &= 86,1 \text{ kg SST/d}\end{aligned}$$

A recirculação do lodo de volta ao tanque de aeração acontecerá com vazão igual a 0,5 x  $Q_{méd}$ , ou seja, a razão entre a vazão de recirculação ( $Q_r$ ) e a vazão média ( $Q_{méd}$ ) será  $R=0,5$ . A partir da concentração de sólidos no tanque ( $SSTA = X$ ) e da razão de recirculação, calculou-se a concentração de SS no lodo aeróbio excedente e no lodo de retorno ( $X_r$ ), que devem ser iguais, já que o lodo excedente é retirado da linha de recirculação.

$$\begin{aligned}X_r &= \frac{X \times (1+R)}{R} && \text{(Equação 70)} \\ X_r &= \frac{2.667 \text{ mg/L} \times (1 + 0,5)}{0,5} \\ X_r &= 8000 \text{ mgSS/L} \rightarrow 8 \text{ kgSS/m}^3\end{aligned}$$

A concentração está em conformidade com a norma ABNT NBR 12.2009/2011, já que a mesma determina o limite de 10.000 mg/L para o lodo recirculado.

A vazão de lodo excedente obtida considerando o teor de sólidos ( $TS = 0,8\%$ ), a densidade ( $\gamma = 1$ ) e massa específica ( $\rho = 1.000 \text{ kg/m}^3$ ).

$$Q_{\text{lodo excedente}} = \frac{\Delta x_T}{(TS/100) \times \gamma \times \rho} \quad (\text{Equação 71})$$

$$Q_{\text{lodo excedente}} = \frac{86,1 \text{ kgSS/d}}{(0,008) \times 1 \times 1000 \text{ kg/m}^3}$$

$$Q_{\text{lodo excedente}} = 10,8 \text{ m}^3/\text{d}$$

### ***Consumo de oxigênio e potência requerida para os aerados***

Conforme norma ABNT NBR 12209/2011, a massa de oxigênio ( $O_2$ ) para o processo deve ser de no mínimo quatro vezes a carga média de  $DBO_5$  ( $CO_{DBO}$ ) aplicada ao tanque de aeração para alimentação do sistema com efluente de reatores anaeróbios do tipo UASB.

$$O_2 = 4 \times CO_{DBO} \quad (\text{Equação 72})$$

$$O_2 = 4 \times 207,25 \text{ kg/d}$$

$$O_2 = 829 \text{ kg/d}$$

Segundo Von Sperling (2016), o consumo de  $O_2$  pode ser calculado a partir da carga de  $DBO$  aplicada ao sistema de lodos ativados e a demanda carbonácea que pode variar entre 0,9 e 1,2  $\text{kgO}_2/\text{kgDBO}$ . Adotou-se a demanda carbonácea de ( $D_{\text{carbonácea}} = 1,0 \text{ kgO}_2/\text{kgDBO}$ ). O mesmo foi feito para o consumo requerido pela demanda nitrogenada, adotando-se o valor de demanda nitrogenada ( $D_{\text{nitrogenada}} = 4,0 \text{ kgO}_2/\text{kgN}$ ).

$$Consumo_{O_2 \text{ DBO}} = D_{\text{carbonácea}} \times CO_{DBO} \quad (\text{Equação 73})$$

$$Consumo_{O_2 \text{ DBO}} = 1,0 \text{ kgO}_2/\text{kgDBO} \times 207,4 \text{ kgDBO/d}$$

$$Consumo_{O_2 \text{ DBO}} = 207,4 \text{ kgO}_2/\text{d}$$

Para o cálculo do consumo médio de  $O_2$  para a demanda nitrogenada considerou-se que a carga de NTK disponível é correspondente à carga aplicada menos a carga de N incorporada ao lodo excedente (10% da produção de SSV).

$$Carga \text{ N disponível} = Carga \text{ N aplicada} - Carga \text{ N lodo excedente} \quad (\text{Equação 74})$$

$$Carga \text{ N disponível} = 98,6 - (0,1 \times 64,6)$$

$$Carga \text{ N disponível} = 92,14 \text{ kgN/d}$$

O consumo médio de O<sub>2</sub> para a demanda nitrogenada é:

$$\begin{aligned} \text{Consumo}_{O_2 \text{ NTK}} &= D_{\text{nitrogenada}} \times CO_{\text{NTK}} && \text{(Equação 75)} \\ \text{Consumo}_{O_2 \text{ NTK}} &= 4,0 \text{ kgO}_2/\text{kgNTK} \times 92,14 \text{ kgNTK/d} \\ \text{Consumo}_{O_2 \text{ NTK}} &= 368,6 \text{ kgNTK/d} \end{aligned}$$

O consumo médio total de O<sub>2</sub> obtido foi de 576 kgO<sub>2</sub>/d, no entanto, para atender a demanda em condições de pico utiliza-se uma relação entre o consumo máximo e consumo médio (RO<sub>máx</sub>/RO<sub>méd</sub>), adotando-se o valor de 1,3 para essa relação, conforme Von Sperling (2016).

$$\begin{aligned} \text{Consumo}_{O_2-\text{máx}} &= (RO_{\text{máx}}/RO_{\text{méd}}) \times \text{Consumo}_{O_2-\text{total}} && \text{(Equação 76)} \\ \text{Consumo}_{O_2-\text{máx}} &= 1,3 \times 576 \text{ kgO}_2/\text{d} \\ \text{Consumo}_{O_2-\text{máx}} &= 748,8 \text{ kgO}_2/\text{d} \end{aligned}$$

O valor obtido acima refere-se ao consumo que ocorre em campo. É preciso ajustar o valor por meio de um fator de correção (padrão/campo), também adotado conforme Von Sperling (2016). A relação padrão/campo será de 1,6.

$$\begin{aligned} \text{Consumo de } O_2 \text{ condições padrão} &= (\text{relação padrão/campo}) \times \text{Consumo}_{O_2-\text{máx}} \\ &\text{(Equação 77)} \\ \text{Consumo de } O_2 \text{ condições padrão} &= 1,6 \times 748,8 \text{ kgO}_2/\text{d} \\ \text{Consumo de } O_2 \text{ condições padrão} &= 1198 \text{ kgO}_2/\text{d} \rightarrow 49,9 \text{ kgO}_2/\text{h} \end{aligned}$$

Como esperado, o consumo de O<sub>2</sub> para a demanda nitrogenada é maior do que para carbonácea, já que grande parte da DBO foi removida no reator UASB, depois da aplicação dos fatores de correção, percebeu-se que o consumo total corrigido de O<sub>2</sub> obtido se adequa às condições requeridas pela norma ABNT NBR 12209/2011, sendo o valor de 1198 kgO<sub>2</sub>/d adotado para a unidade de tratamento.

Definiu-se por aeradores mecânicos superficiais como parte do sistema para aeração do tanque. A capacidade de transferência de O<sub>2</sub> do equipamento utilizado de acordo com o fabricante é de 1,8 kgO<sub>2</sub>/cv.h, no entanto, essa capacidade nominal (N<sub>0</sub>) nem sempre reflete as



condições encontradas em campo. Logo, calculou-se a transferência real de oxigênio em campo (N).

$$\frac{N}{N_0} = \frac{C_{sw}-C_L}{9,02} \times \alpha \times 1,02^{(T^e - 20)} \quad (\text{Equação 78})$$

$C_{sw}$  = concentração de saturação de OD no esgoto, no tanque de aeração, aproximadamente 0,95  $C_s$ .

$C_L$  = concentração de OD no esgoto, no tanque de aeração; geralmente entre 1 e 2 mg/L

$C_s$  = concentração de saturação em água (8,33 mg/L para a temperatura média da região de 24°)

$\alpha$  = fator de correção do esgoto a ser tratado (adotado o valor de 0,8)

$$\frac{N}{N_0} = 0,62 \text{ ou } 62\%$$

Logo, é possível calcular a transferência real de O<sub>2</sub> pelos aeradores.

$$N = 0,62 \times N_0$$

$$N = 0,62 \times 1,8 \text{ kgO}_2/\text{cv.h}$$

$$N = 1,11 \text{ kgO}_2/\text{cv.h}$$

A potência requerida é de:

$$P_{requerida} = \frac{\text{Consumo de O}_2 \text{ condições padrão}}{N} \quad (\text{Equação 79})$$

$$P_{requerida} = \frac{49,9 \text{ kgO}_2/\text{h}}{1,11 \text{ kgO}_2/\text{cv.h}}$$

$$P_{requerida} = 45 \text{ cv}$$

Serão adotados dois aeradores, conforme estabelece a norma ABNT NBR 12209/2011. Os dispositivos serão do fabricante ECOSAN de modelo HB/HBFL 190-25 com motor de 25cv cada um ou similares. O diâmetro de cada aerador será de 1,7 m e a área de influência de 19 m.

A potência instalada será maior que a requerida para que em situação de *by-pass* do esgoto bruto haja oxigenação suficiente.

$$P_{instalada} = 25 \text{ cv} \times 2$$

$$P_{instalada} = 50 \text{ cv}$$

### 5.3.2. Dimensionamento do Decantador Secundário

#### *Área do decantador*

Segundo a norma ABNT NBR 12209/2011, a taxa de escoamento superficial (TES) para o decantador secundário deve ser igual ou inferior a  $28 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$  quando a idade do lodo é inferior a 18 dias e a relação A/M superior a  $0,15 \text{ kgDBO}_5/\text{kgSSVTA.d}$ .

A partir da taxa de escoamento superficial e vazão média calculou-se a área do decantador.

$$A_{dec} = \frac{Q}{TES} \quad (\text{Equação 80})$$

$$A_{dec} = \frac{2.282,4 \text{ m}^3/\text{d}}{28 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}}$$

$$A_{dec} = 81,5 \text{ m}^2$$

Adotou-se o valor da área de  $82 \text{ m}^2$ . Será utilizado um decantador no formato circular. O diâmetro e raio são dados em função da área.

$$D = \left( \frac{A \times 4}{\pi} \right)^{1/2} \quad (\text{Equação 81})$$

$$D = \left( \frac{82 \text{ m}^2 \times 4}{\pi} \right)^{1/2}$$

$$D = 10,2 \text{ m}$$

Adotou-se o diâmetro de  $D = 11 \text{ m}$ , e consequentemente o raio de  $R = 5,5 \text{ m}$ . E convencionou-se a altura do decantador como  $H = 4 \text{ m}$ . Logo, a área útil do decantador foi recalculada pela adoção do diâmetro e raio.

$$A_{real} = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad (\text{Equação 82})$$

$$A_{real} = \frac{\pi \times 11^2}{4}$$

$$A_{real} = 95 \text{ m}^2$$

Calculou-se a taxa de escoamento superficial para a área real do decantador. Observa-se que TES está em conformidade com as recomendações da norma.

$$TES = \frac{Q}{A_{real}} \quad (\text{Equação 83})$$

$$TES = \frac{2.282,4 \text{ m}^3/d}{95 \text{ m}^2}$$

$$TES = 24 \text{ m}^3/\text{m}^2.d$$

A partir da área útil, foi obtido o volume útil do decantador.

$$V_{\text{útil}} = A_{\text{real}} \times H \quad (\text{Equação 84})$$

$$V_{\text{útil}} = 95 \text{ m}^2 \times 4 \text{ m}$$

$$V_{\text{útil}} = 380 \text{ m}^3$$

### ***Taxa de aplicação de sólidos***

De acordo com a norma ABNT NBR 12209/2011, a taxa de aplicação de sólidos deve ser igual ou inferior a 144 kgSS/m<sup>2</sup>.d. Esta taxa é obtida a partir da razão entre a massa de SS (M<sub>SS</sub>) e a área do decantador (A<sub>real</sub>).

$$M_{SS} = (Q + Q_r) \times X \quad (\text{Equação 85})$$

Q = vazão média (m<sup>3</sup>/d);

Q<sub>r</sub> = vazão de recirculação (m<sup>3</sup>/d);

X = concentração de SS (kg/m<sup>3</sup>)

$$M_{SS} = (2.282,4 \text{ m}^3/d + 1141,2 \text{ m}^3/d) \times 2,667 \text{ kg/m}^3$$

$$M_{SS} = 9.130 \text{ kg/d}$$

$$TASS = \frac{M_{SS}}{A} \quad (\text{Equação 86})$$

$$TASS = \frac{9.130 \text{ kg/d}}{95 \text{ m}^2}$$

$$TASS = 96 \text{ kg.m}^2/d$$

### ***Tempo de retenção hidráulica***

O tempo de retenção hidráulica (TRH) deve ser superior a 1,5 h, conforme estabelece a norma. É calculado pela razão entre o volume do decantador e a vazão média.

$$TRH = \frac{V_{\text{útil}} \text{ m}^3}{Q \text{ m}^3/\text{h}} \quad (\text{Equação 87})$$

$$TRH = \frac{380}{95,1}$$

$$TRH = 4 \text{ horas}$$

### ***Taxa de escoamento no vertedor de saída***

A norma ABNT NBR 12209/2011 estabelece que a taxa de escoamento na saída do decantador (q) deve ser igual ou inferior a 290 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d. A taxa pode ser calculada por:

$$q = \frac{Q_{\text{méd}}}{\pi \times D} \quad (\text{Equação 88})$$

$$q = \frac{2.282,4 \text{ m}^3/\text{d}}{\pi \times 11 \text{ m}}$$

$$q = 66 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{d}$$

### ***Comprimento do vertedor***

Dado pela razão entre a vazão média e a taxa de escoamento na saída do decantador.

$$L_{\text{vertedor}} = \frac{Q_{\text{méd}}}{q} \quad (\text{Equação 90})$$

$$L_{\text{vertedor}} = \frac{2.282,4 \text{ m}^3/\text{d}}{66 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{d}}$$

$$L_{\text{vertedor}} = 35 \text{ m}$$

A remoção de lodo dos decantadores será realizada por meio de raspadores.

#### 5.4. TRATAMENTO DO LODO

Os sólidos gerados nos lodos ativados são distribuídos em sólidos suspensos (SS) que agrupa os sólidos suspensos voláteis (SSV) e sólidos suspensos fixos (SSF):

$$SS = SSV + SSF \quad (\text{Equação 91})$$

Logo, tem-se:

$$SS = 86,1 \text{ kgSS/d}$$

$$SSV = 64,6 \text{ kgSSV/d}$$

$$SSF = SS - SSV = 21,5 \text{ kgSSF/d}$$

O lodo excedente da etapa de lodos ativados retornará ao reator UASB para ser digerido e adensado. Assumiu-se, conforme recomenda Von Sperling (2016) remoção de 35% de SSV do lodo aeróbio no UASB, considerando que a carga de SSF não é alterada, tem-se o total de lodo aeróbio a ser retirado do reator.

$$\begin{aligned} SS_{\text{lodos ativados}} &= 64,6 \text{ kgSSV/d} \times (1 - 0,35) + 21,5 \text{ kgSSF/d} \\ SS_{\text{lodos ativados}} &= 63,5 \text{ kgSS/d} \end{aligned}$$

Portanto, o lodo que passará por desidratação é a soma dos sólidos restantes dos lodos ativados e a produção de lodo do reator UASB.

$$\begin{aligned} Lodo_{\text{misto}} &= SS_{\text{lodos ativados}} + P_{\text{lodo}} \quad (\text{Equação 91}) \\ Lodo_{\text{misto}} &= 63,5 \text{ kgSS/d} + 249 \text{ kgSS/d} \\ Lodo_{\text{misto}} &= 312,5 \text{ kgSS/d} \end{aligned}$$

Adotou-se 4% de concentração de SS no lodo retirado do reator UASB (Von Sperling, 2016) equivalente a aproximadamente 40 kgSS/m<sup>3</sup> ou 40.000 mgSS/m<sup>3</sup>. Logo definiu-se a vazão de lodo retirada do UASB ( $Q_{exUASB}$ ).

$$Q_{ex UASB} = \frac{Lodo_{misto}}{C_{SS-UASB}} \quad (\text{Equação 92})$$

$$Q_{ex UASB} = \frac{312,5 \text{ kgSS}/d}{40 \text{ kgSS}/m^3}$$

$$Q_{ex UASB} = 7,8 \text{ m}^3/d$$

### ***Desidratação do lodo***

Este processo ocorrerá através dos leitos de secagem com ciclo de operação resultante de 15 dias. O volume de lodo a ser desidratado por ciclo será:

$$V_{total \text{ a ser desidratado}} = Q_{ex UASB} \times d \quad (\text{Equação 93})$$

$$V_{total \text{ a ser desidratado}} = 7,8 \text{ m}^3/d \times 15 \text{ d}$$

$$V_{total \text{ a ser desidratado}} = 117,2 \text{ m}^3$$

Segundo a norma ABNT NBR 12209/2011, a altura máxima do lodo sobre a camada drenante é de 0,35 m ou 35 cm. Adotou-se a altura de carregamento ( $h_{carregamento}$ ) do lodo de 0,30 m ou 30 cm. A partir destes dados calculou-se a área de secagem do lodo.

$$A_{secagem} = V_{total \text{ a ser desidratado}} \div h_{carregamento} \quad (\text{Equação 94})$$

$$A_{secagem} = 117,2 \text{ m}^3 \div 0,3 \text{ m}$$

$$A_{secagem} = 117,2 \text{ m}^3 \div 0,3 \text{ m}$$

$$A_{secagem} = 390,7 \text{ m}^2$$

Adotou-se o valor de 400 m<sup>2</sup> para a área de secagem, com 8 câmaras de dimensão 10,0 m x 5,0 m.

A norma ABNT NBR 12209/2011 define que a descarga de lodo no leito de secagem não pode ser mais do que a carga de sólidos em suspensão totais de 15 kgSS/m<sup>2</sup> na área de secagem em cada ciclo de operação. Logo:

$$taxa = \frac{M}{A} \quad (\text{Equação 95})$$

$$taxa = \frac{312,5 \text{ kgSS/d} \times 15 \text{ d}}{400 \text{ m}^2}$$

$$taxa = 12 \text{ kgSS/m}^2$$

Conforme o Plano Municipal Integrado de Saneamento Básico de Cubatão (2019), os resíduos gerados tanto nas etapas de gradeamento e desarenador, quanto os lodos do tratamento biológico são destinados ao aterro sanitário Sítio das Neves, no município de Santos/SP. A partir disso, optou-se por destinar o lodo resultante da desidratação para o mesmo local.

## 5.5. EFICIÊNCIA TOTAL NA REMOÇÃO DE DBO

Para obter a eficiência da remoção de DBO na Estação de Tratamento, calculou-se a partir da concentração inicial ( $S_o$ ) de 302,83 e a final ( $S_{te}$ ) de 20 mg/L, obtida após o processo de Lodos Ativados.

$$E = \frac{(S_o - S_{te}) \times 100}{S_o} \quad (\text{Equação 96})$$

$$E = \frac{(302,83 - 20) \times 100}{302,83}$$

$$E = 93,4\%$$

Os resultados obtidos a partir do dimensionamento são mostrados na Tabela 16 e a instalação das unidades dimensionadas no local definido para a implantação da ETE é mostrada na Figura 14.

Tabela 16: Resultados do dimensionamento das unidades da Estação de Tratamento de Efluentes.

| <i>Dados de Projeto</i>                   |                   |
|---|-------------------|
| População para 2042                       | 14.500 habitantes |
| Consumo per capita (qpc)                  | 180 L/hab.dia     |
| Coeficiente do dia de maior consumo (k1)  | 1,2               |
| Coeficiente da hora de maior consumo (k2) | 1,5               |
| Coeficiente da hora de menor consumo (k3) | 0,5               |
| Coeficiente de retorno                    | 0,8               |
| Taxa de infiltração                       | 0,15 L/s.km       |
| Extensão da rede                          | 15 km             |
| Vazão de infiltração                      | 2,25 L/s          |
| Vazão média para 2042                     | 2.282,4 m³/d      |
| Vazão máxima diária para 2042             | 2.782,1 m³/d      |
| Vazão máxima horária para 2042            | 3.952,8 m³/d      |
| Vazão mínima para 2042                    | 1.238,4 m³/d      |
| Carga orgânica per capita                 | 48 g/hab.dia      |
| Carga de DBO                              | 691,2 kg/d        |
| Concentração de DBO                       | 303 mg/L          |
| Carga de DQO                              | 1382,4 kg/d       |
| Concentração de DQO                       | 606 mg/L          |
| <i>Tratamento Preliminar</i>              |                   |
| <b>Medidor de vazão</b>                   |                   |
| Altura da lâmina d'água para vazão máxima | 42 cm             |
| Altura da lâmina d'água para vazão média  | 30 cm             |
| Altura da lâmina d'água para vazão mínima | 20 cm             |
| Rebaixo                                   | 10 cm             |
| Garganta característica                   | 3''               |
| Seção transversal                         | 0,10 m²           |
| <b>Desarenador</b>                        |                   |
| Altura máxima do desarenador              | 32 cm             |
| Altura média do desarenador               | 20 cm             |
| Altura mínima do desarenador              | 10 cm             |
| Largura                                   | 60 cm             |
| Velocidade de escoamento                  | 0,286 m/s         |
| Comprimento                               | 6 m               |
| Área em planta                            | 3,60 m²           |
| Taxa de escoamento superficial            | 1100 m³/m².d      |
| Volume de areia retido                    | 1030 L            |
| Profundidade de depósito de areia         | 32 cm             |
| <b>Gradeamento</b>                        |                   |
| Eficiência da grade                       | 80%               |
| Área útil                                 | 0,08 m²           |
| Seção no local da grade                   | 0,1 m²            |
| Largura do canal                          | 32 cm             |
| Número de barras                          | 5 unidades        |
| Número de espaçamentos                    | 6                 |
| Velocidade na seção entre as barras       | 0,468 m/s         |



|   |                                     |
|---|-------------------------------------|
| Perda de carga para grade limpa                     | 0,01 m*                             |
| Perda de carga para 50% de obstrução                | 0,02 m*                             |
| <b>Tratamento Primário</b>                          |                                     |
| <b>Reator UASB</b>                                  |                                     |
| Tempo de detenção hidráulica                        | 8 horas                             |
| Volume do reator                                    | 770 m <sup>3</sup>                  |
| Carga hidráulica volumétrica                        | 3 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> .d |
| Concentração de substrato afluente                  |                                     |
| DBO   | 303 mg/L                            |
| DQO   | 606 mg/L                            |
| Carga orgânica volumétrica                          | 1,82 kgDQO/m <sup>3</sup> .d        |
| Número de reatores                                  | 1 unidade                           |
| Altura do reator                                    | 5 m                                 |
| Área do reator                                      | 154 m <sup>2</sup>                  |
| Raio  | 7 m                                 |
| Diâmetro  | 14 m                                |
| Velocidade ascensional                              |                                     |
| Para vazão máxima                                   | 1,04 m/h                            |
| Para vazão média                                    | 0,62 m/h                            |
| Número de distribuidores                            | 60 unidades                         |
| Seção de cada distribuidor                          | 0,0044 m <sup>2</sup>               |
| Eficiência na remoção de DQO                        | 65%                                 |
| Eficiência na remoção de DBO                        | 70%                                 |
| Eficiência na remoção de NTK                        | 15%                                 |
| Estimativa na concentração de DQO no efluente final | 212 mg/L                            |
| Estimativa na concentração de DBO no efluente final | 91 mg/L                             |
| Estimativa na concentração de NTK no efluente final | 43,2 mg/L                           |
| Produção de metano                                  | 650 kgDQO <sub>CH4</sub> /d         |
| Produção volumétrica de metano                      | 244 m <sup>3</sup> /d               |
| Produção de biogás                                  | 325 m <sup>3</sup> /d               |
| Aproveitamento do biogás                            |                                     |
| Energia bruta produzida                             | 2.022,2 kWh/d                       |
| Potencial de eletricidade disponibilizado           | 21 kW                               |
| Produção de lodo                                    | 249 kgSST/d                         |
| Volume de lodo anaeróbio                            | 6,1 m <sup>3</sup> /d               |
| <b>Tratamento Secundário</b>                        |                                     |
| Tanque de aeração                                   |                                     |
| Volume do tanque                                    | 360 m <sup>3</sup>                  |
| Área superficial                                    | 72 m <sup>2</sup>                   |
| Comprimento   | 14,7 m                              |
| Largura   | 4,9 m                               |
| Altura do tanque                                    | 5 m                                 |
| Tempo de detenção hidráulica                        | 3,8 horas                           |
| Relação SSVTA/SSTA                                  | 0,75                                |
| Concentração de SSTA                                | 2667 mg/L                           |
| Produção de lodo                                    | 86,1 kgSST/d                        |
| Concentração de SS no lodo aeróbio excedente        | 8000 mg/L                           |
| Volume de lodo excedente                            | 10,8 m <sup>3</sup> /d              |

|   |                                      |
|---|--------------------------------------|
| Consumo de O <sub>2</sub>                 | 49,9 kgO <sub>2</sub> /h             |
| Potência requerida                        | 45 cv                                |
| Potência instalada                        | 50 cv                                |
| <b>Decantador secundário</b>              |                                      |
| Área do decantador                        | 95 m <sup>2</sup>                    |
| Diâmetro                                  | 11 m                                 |
| Altura do decantador                      | 4 m                                  |
| Taxa de escoamento superficial            | 24 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .d |
| Volume útil                               | 380 m <sup>3</sup>                   |
| Taxa de aplicação de sólidos              | 96 kg.m <sup>2</sup> /d              |
| Tempo de retenção hidráulica              | 4 horas                              |
| Taxa de escoamento no vertedor de saída   | 66 m <sup>3</sup> /m.d               |
| <i>Tratamento do lodo</i>                 |                                      |
| Lodo misto                                | 312,5 kgSS/d                         |
| Vazão de lodo retirada do reator UASB     | 7,8 m <sup>3</sup> /d                |
| <i>Desidratação do lodo</i>               |                                      |
| Ciclo de operação                         | 15 dias                              |
| Volume a ser desidratado                  | 117,2 m <sup>3</sup>                 |
| Área de secagem do lodo                   | 400 m <sup>2</sup>                   |
| Carga de sólidos em suspensão totais      | 12 kgSS/m <sup>2</sup>               |
| <b>Eficiência total na remoção de DBO</b> | <b>93,4 %</b>                        |

\*Adotou-se o valor de perda de carga de 0,15 m

Fonte: Autoria própria.

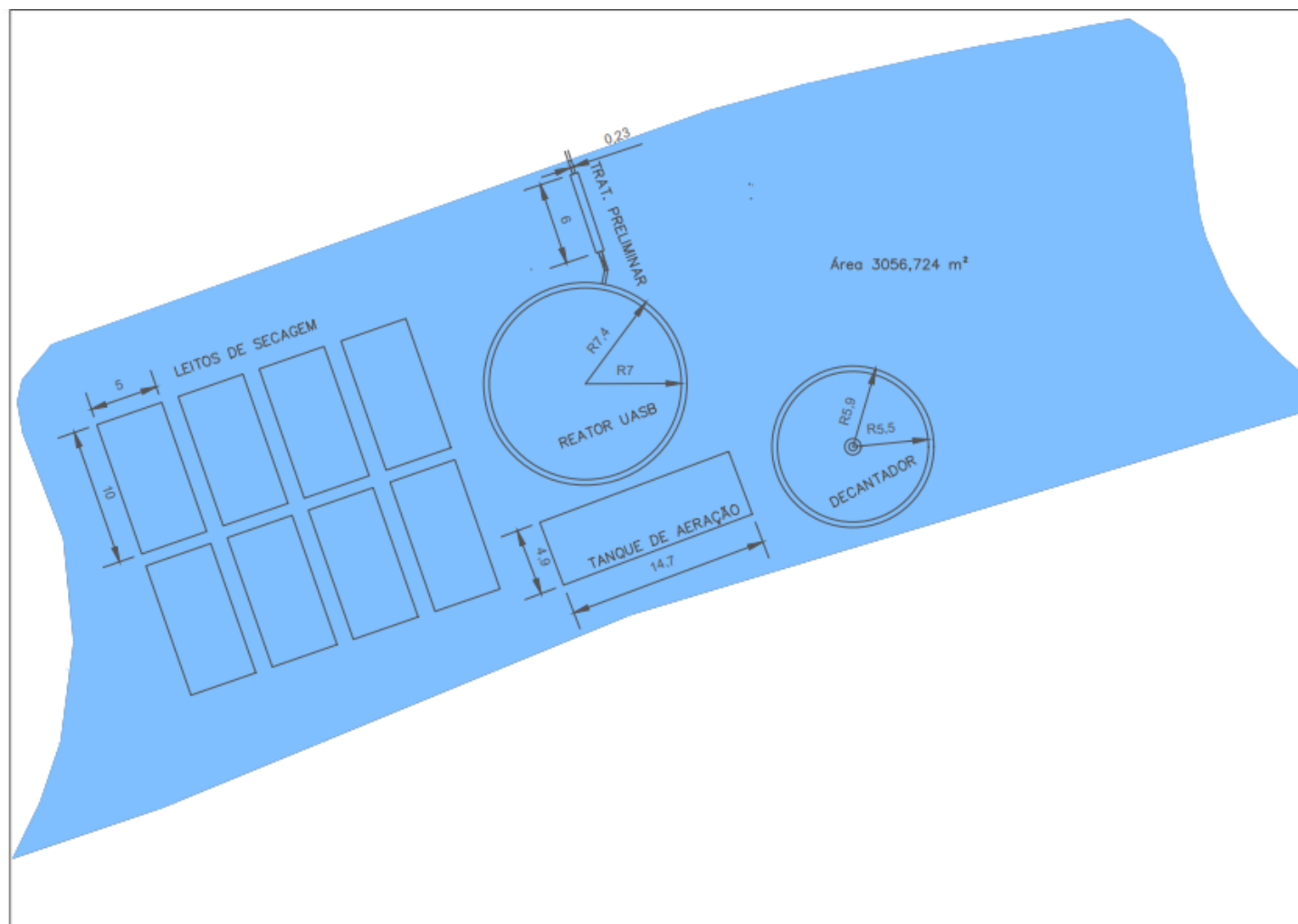


Figura 14: Planta esquemática das concepções para a ETE na área institucional de projeto.

Elaboração própria.

## DISCUSSÕES

Conforme esperado, a vazão de lodo a ser tratada para a população de projeto de 14.500 habitantes, foi considerada como baixa, fato que incidiu diretamente na escolha do processo de desidratação pelos leitos de secagem. Além disso, outras opções não se provaram economicamente viáveis. Ao considerar, por exemplo, centrífugas para o desaguamento do lodo, foi observado através de pesquisas com alguns fabricantes que os equipamentos, em sua maioria, são projetados para vazões de lodo relativamente maiores do que a obtida neste trabalho. Pelo fato de a ocorrência de chuvas na região ser frequente, optou-se por cobrir os leitos com material de boa transparência, para impedir que a ação das chuvas torne o processo desfavorável. Será empregado, também, um sistema para controle de odores provenientes da ETE, para que a população seja minimamente afetada por sua implantação e operação.

Em relação aos parâmetros finais do efluente, foi possível chegar a uma eficiência de 93,4%, em que a DBO total do efluente tratado foi de 20 mg/L, sendo 14 mg/L de DBO particulada e 6 mg/L de DBO solúvel. Isto é, o efluente tratado está conforme os padrões definidos pela Resolução CONAMA nº 430/2011 e pelo Decreto Estadual 8468/76.

Cálculos para estudo do aproveitamento do biogás mostraram um potencial de eletricidade disponibilizado de 21 kW ou cerca de 28 cv. Embora o consumo de eletricidade da ETE seja maior do que este valor, o mesmo pode ser aplicado no tanque de aeração, contribuindo com o fornecimento de 56% da potência instalada. Os cálculos apresentados são simplificados e para realizar o aproveitamento do biogás para fornecimento de energia elétrica para a ETE vê-se a necessidade de um estudo mais detalhado que contemple além do potencial de eletricidade disponibilizado, os custos referentes ao processo em questão.

A respeito da rede coletora de esgoto, apesar da não obtenção de êxito em seu dimensionamento, foi possível estimar a extensão da rede necessária para implantação, o que tornou a vazão de projeto mais precisa, considerando a vazão de infiltração obtida a partir da extensão da rede e da taxa de infiltração adotada.

Em relação a avaliação econômica buscou-se realizar uma estimativa de maneira simplificada, pois deve-se considerar também diversos outros fatores dependentes de projetos anteriores à estação de tratamento de esgotos, tais como implantação das tubulações de rede, de elevatórias, de interceptores, e outros acessórios do sistema não dimensionado, incluindo o aproveitamento ou queima do biogás gerado nos reatores UASB.

Outra consideração está no congelamento da população. A área sujeita a urbanização foi recentemente adicionada ao território do município de Cubatão, e por ter área destinada ao reassentamento e regularização limitada, infere-se que não ocorra crescimento populacional significativo ao longo dos anos de operação da ETE.

## CONCLUSÕES

O sistema adotado para tratamento do efluente doméstico proveniente do bairro Vila Esperança, mostrou-se eficiente para remoção de DBO com 93,4% de eficiência global. Outros dimensionamentos devem ser considerados, principalmente da rede coletora de esgoto e um estudo aprofundado a respeito do aproveitamento do biogás gerado.

A ETE dimensionada é considerada de pequeno porte, correspondente ao tamanho da população atendida, sendo este, um fator decisivo na escolha de equipamentos e processos, os quais são melhores aproveitados tanto em questão do custo, quanto da eficiência e atendimento dos parâmetros já definidos de lançamento de efluentes.

Observa-se a importância do olhar global de todo o sistema de esgotamento, principalmente para avaliação dos custos de implantação, operação e manutenção do sistema, já que o bairro em questão não possui nenhuma infraestrutura para tal, sendo necessária a consideração do projeto da rede coletora de esgoto, uma vez que, na maioria dos casos correspondem a maior porcentagem do custo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABIKO, A. K. **Introdução à Gestão Habitacional**. São Paulo. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, EDUSP. São Paulo, 1995.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 9648: Estudo de Concepção de sistemas de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, 1986.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 9649: Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário**. Procedimento. Rio de Janeiro, 1986.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 12209: Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos**. 2ª ed. Rio de Janeiro, 2011.

BRASIL. Agência Nacional das Águas (ANA). Atlas Esgotos (2017). Disponível em: <<http://atlasesgotos.ana.gov.br/>> Acesso em 19 set. 2019.

BRASIL. Lei nº. 11.445, de 5 de janeiro de 2007. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico. Casa Civil, Subchefia para Assuntos Jurídicos. Disponível em: <[http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_Ato20072010/2007/Lei/L11445.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato20072010/2007/Lei/L11445.htm)>. Acesso em: 30 out. 2019.

BRASIL. Diário Oficial da União: Portaria N. 259 de 2017. Ministério do Planejamento, Desenvolvimento e Gestão. Brasília. Seção 1. p. 988. Disponível em: <[https://www.in.gov.br/materia/-/asset\\_publisher/Kujrw0TZC2Mb/content/id/1349422/do1-2017-12-26-portaria-n-259-de-21-de-dezembro-de-2017-1349418-1349418](https://www.in.gov.br/materia/-/asset_publisher/Kujrw0TZC2Mb/content/id/1349422/do1-2017-12-26-portaria-n-259-de-21-de-dezembro-de-2017-1349418-1349418)>. Acesso em out. 2020.

BRASIL. Resolução CONAMA N. 357 de 2005 - Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e

padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. Ministério do Meio Ambiente. Brasília. 23 p.

BRASIL. Resolução CONAMA N. 430 de 2011 - Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução no 357, de 17 de março de 2005, do Conselho Nacional do Meio Ambiente-CONAMA. Ministério do Meio Ambiente. Brasília. 9 p.

BRASIL. Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS). Disponível em: <<http://www.snis.gov.br/>>. Acesso em 16 out. 2019.

CBH-BS (Comitê da Bacia Hidrográfica da Baixada Santista). Minuta Preliminar do Relatório da Situação dos Recursos Hídricos da UGRHI-7. Lins, 1999.

CIESP (Centro das Indústrias de São Paulo). **A Recuperação Ambiental de Cubatão: 25 anos.** 2013.

CHERNICHARO, C. A. L. **Princípios do tratamento biológico de águas residuárias: Reatores Anaeróbios.** 2. ed. ampliada e atualizada. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2016.

CONESAN - (Conselho Estadual de Saneamento). **Planos de Saneamento Básico.** Secretaria de Infraestrutura e Meio Ambiente do Estado de São Paulo. Disponível em: <<https://www.infraestruturameioambiente.sp.gov.br/conesan/planos-de-saneamento-basico/>>. Acesso em 30 de nov. 2020.

COUTO, J. M. **Entre estatais e transnacionais: o Pólo Industrial de Cubatão.** Tese (Doutorado em Ciências Econômicas. Instituto de Economia, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 249 p. 2003.

CUBATÃO. **Lei Complementar nº 2512 de 1998** - Institui o novo Plano Diretor do município de Cubatão, e dá outras providências. Cubatão. 7 p.

CUBATÃO. **Lei Complementar nº 2513 de 1998** - Institui normas sobre o Parcelamento, Uso e Ocupação do Solo no município de Cubatão, e dá outras providências. Cubatão. 56 p.

CUBATÃO. **Plano de Municipal Integrado de Saneamento Básico**. Conselho Municipal de Saneamento Ambiental, 2019. Disponível em: <[https://saneamentobasico.com.br/wp-content/uploads/2019/11/PLANO\\_MUNICIPAL\\_SANEAMENTO\\_BASIC\\_DE-CUBATAO-1.pdf](https://saneamentobasico.com.br/wp-content/uploads/2019/11/PLANO_MUNICIPAL_SANEAMENTO_BASIC_DE-CUBATAO-1.pdf)>. Acesso em 06 fev.2021.

FERREIRA, V.C.R. **Pré-sal e a vulnerabilidade sócio-ambiental da Baixada Santista na mídia**. Simpósio Internacional de Ciências Integradas da UNAERP Campus Guarujá. Guarujá, 2010.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Serviços de Saúde** - 2009. Rio de Janeiro: IBGE.

IBGE, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Censo Demográfico**. Rio de Janeiro, 2010.

Instituto Pólis. **Litoral Sustentável. Resumo Executivo de Cubatão**. (2012). Disponível em:<<https://polis.org.br/wp-content/uploads/Resumo-Executivo-CUBATAO-Litoral-Sustentavel.pdf>> . Acesso em 16 out. 2019.

JORDÃO, E.P., PESSÔA, C.A. **Tratamento de esgotos domésticos**. Rio de Janeiro, ABES, 5ª edição, 2009. 941p.

MARTINS, V. F. **Comparação do comportamento hidrodinâmico de Reatores Anaeróbios de Manta de Lodo e Fluxo ascendente (UASB) em diferentes escalas**. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Ambiental). Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campos Mourão. p. 63. 2013).

METCALF, L.; EDDY, H. P. **Tratamento De Efluentes E Recuperação De Recursos**. 5ª edição. Tradução: Ivanildo Hespanhol, Jose Carlos Mierzwa. Bookman. 2016.



ONU - Organização das Nações Unidas, Department of Economic and Social Affairs, Population Division (2018). World Urbanization Prospects: The 2018 Revision, Edição online. Disponível em: <<https://population.un.org/wup/Publications/>>. Acesso em 29 out. 2019.

PASTERNAK, S.; D'OTTAVIANO, C. Squatter settlements in Brazil and in São Paulo: improvements in the analyzes from the 2010 Census Territorial Reading. Cad. Metrop., São Paulo, v. 18, n. 35, p. 75-100, jun. 2016. Disponível em <[http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S2236-99962016000100075&script=sci\\_abstract&tlng=pt](http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S2236-99962016000100075&script=sci_abstract&tlng=pt)> . Acesso em 29 out. 2019.

RESERA, D. **Indicadores de universalização de abastecimento de água e esgotamento sanitário em áreas com populações em vulnerabilidade socioambiental: Estudo de caso no município de Cubatão/SP.** Dissertação (Mestrado em Ciências da Engenharia Ambiental). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, p. 184. 2014.

SÃO PAULO. Decreto nº 8468 de 1976 - Aprova o Regulamento da Lei nº 997, de 31 de maio de 1976, que dispõe sobre a prevenção e o controle da poluição do meio ambiente. São Paulo. 76 p.

TSUTIYA, M.T.; ALEM SOBRINHO, P. Coleta e transporte de esgoto sanitário. 2. ed. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica de São Paulo, 2000.

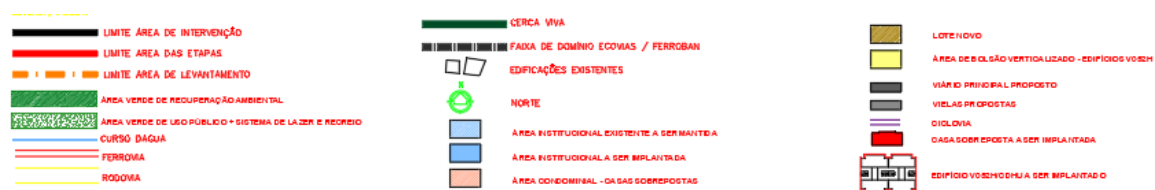
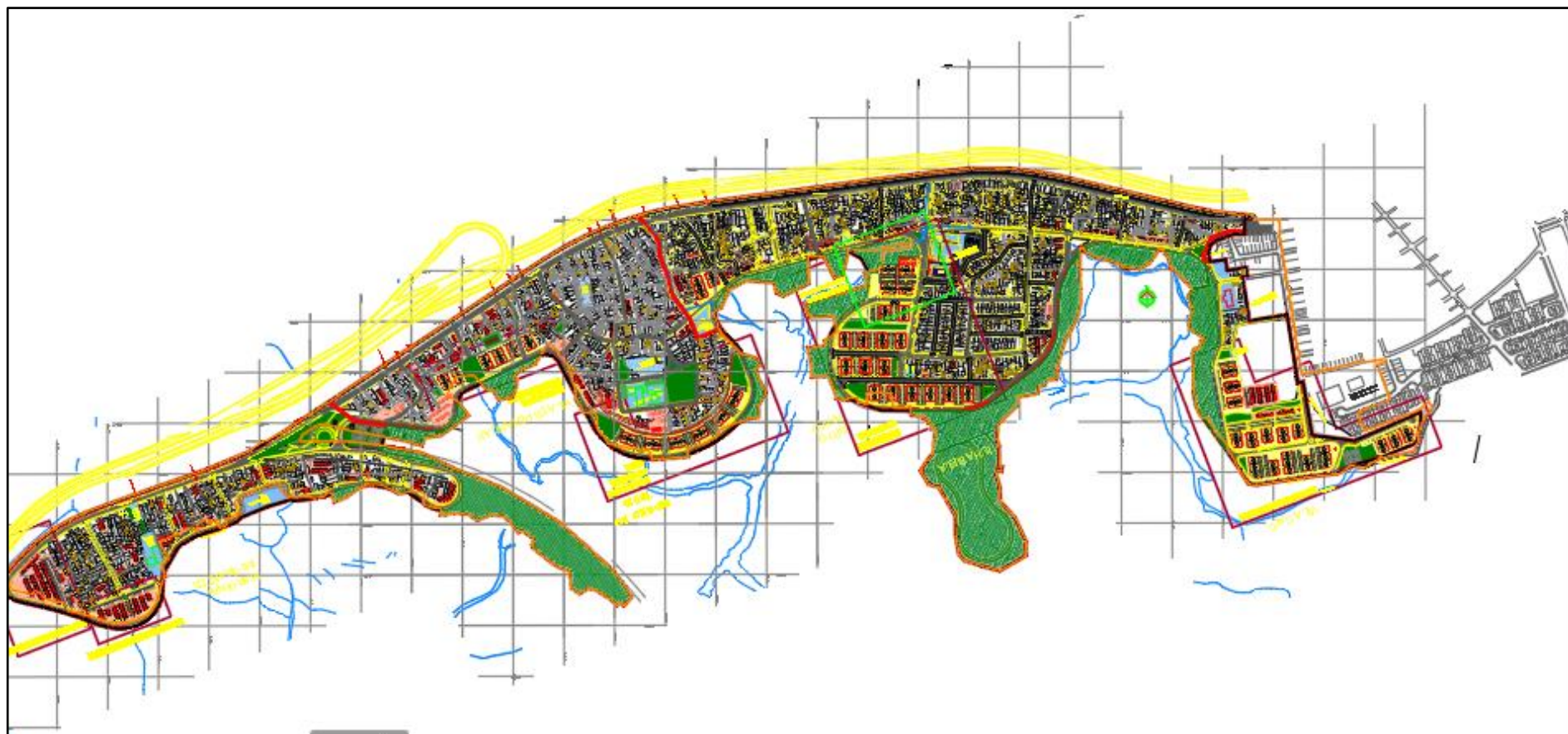
TSUTIYA, M.; BUENO, R. II-364 – Contribuição de águas pluviais em sistemas de esgoto sanitário no Estado de São Paulo. 23o Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental II-364. Anais... ABES, 100 2004. Disponível em: <<http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/abes23/II-364.pdf>>. Acesso em: 16 out. 2019

VOLSCHAN, Isaac; TSUTIYA, Milton Tomoyuki; MARTINS, Rosa Helena de Oliveira; YAZAKI, Luiz Fernando Orsini. Sistema unitário x sistema separador absoluto: qual o mais atraente para as condições brasileiras? Revista DAE, São Paulo, v. 2009, n. 180, p. 40-43, 2009.

VON SPERLING, M. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias: Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos. 2. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental - DESA/UFMG, 1996.

VON SPERLING, M. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias: Lodos Ativados. 4. ed. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2016.

ANEXO 1 - Projeto de urbanização adaptado (Prefeitura de Cubatão, 2009)



## ANEXO 2 - Fluxograma de operações da ETE

